

RESUMEN EJECUTIVO

Como parte del Contrato de Consultoría No. G-1159-179/98, suscrito entre el FONDO PARA LA PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS E INGENIERÍA Y DESARROLLO AMBIENTAL LTDA.– INDESA LTDA, a continuación se presentan los resultados del estudio “Evaluación de Riesgos por Remoción en Masa y Diseños detallados para Estabilizar el Antiguo Escarpe de Explotación en el Barrios Luis López de Mesa (LMM)”, compilados en este documento.

El objetivo general de este proyecto es servir de instrumento en la planificación integral del sector, bajo el marco de la Prevención de Desastres. Para dar cumplimiento a este objetivo se contempló la realización de estudios básicos de Geología, Hidrología, Geotecnia y Evaluación de Riesgo, que sirvieran de soporte técnico para el diseño de alternativas de solución.

El recuento de las investigaciones realizadas, los análisis efectuados y las conclusiones a que se llegó en cada uno de los diferentes aspectos, está integrado en un único volumen que involucra el informe técnico, los anexos y los planos de soporte. El informe técnico consta de ocho capítulos.

El conjunto de taludes que integran el antiguo frente de explotación minero, emerge en una de las prolongaciones del frente estructural de los cerros Juan Rey – Guacamayas, en la vertiente oriental del Río Tunjuelito, jurisdicción de la localidad de Rafael Uribe Uribe y se erige entre las cotas 2.605 a 2.656 m.s.n.m. Las laderas están esculpidas en potentes macizos rocosos principalmente de areniscas, presentan alturas variables entre los 18 y 23 m, resultado de los procesos extractivos a que fueron sometidas, y son la fuente donde tienen lugar caídas de rocas, falla planar sin grieta de tracción y falla en cuña.

El estudio se realizó en una porción del Barrio Luis López de Mesa, razón por la cual recibe su nombre. La superficie de investigación está integrada entre las Transversales 14 y 15 y las Diagonales 32 y 32 B Bis, y ocupa la parte baja del mismo. Limita por el norte con el barrio Las Colinas, por el sur con La Resurrección, y por el oeste con El Triunfo.

Los ramales de acceso más importante son la Carrera 10 y la Avenida Caracas. De ellas se desprende la red vial que accede al barrio. Las calles y carreras del área integradas en un sistema reticulado muestran una cobertura y estado de conservación aceptables, pero condiciones geométricas complejas, con pendientes longitudinales hasta de 30 %, bancas de 5 m. y radios de curvatura cerrados.

Cabe resaltar, como algunas de las más importantes conclusiones, el aceptable grado de estabilidad general de la zona de estudio y por ende la baja a moderada probabilidad de falla de los taludes.

Las laderas más estables con probabilidad de falla $\leq 16 \%$, encierran una porción del costado norte, pequeñas franjas en la región sur, el surco de la transversal 14C y la parte baja del barrio

en el límite occidental. Los cortes con amenaza media se enmarcan de manera alternada con la categoría anterior, presentan posibilidad de falla estimada entre 16 % y 50 %. Y los taludes inminentes de falla, o fallados, con probabilidad superior a 50 % se localizan en la parte sur del frente de explotación.

La posibilidad de falla de los tramos de amenaza media y alta, que encierran un amplio sector de la cantera y un pequeño croquis de los taludes orientales adosados entre las viviendas, puede poner en entredicho la permanencia de las viviendas circunscritas a ellos, y la vida de sus moradores. Por esta razón surgió como conclusión la necesidad de poner en curso medidas que permitan la reducción de los niveles de amenaza.

En el sector de estudio la precipitación crítica es de 263.4 mm y una duración de 30 días. No obstante, los fenómenos de remoción en masa que ocurren en el sector no tienen como factor detonante principal la precipitación, ya que la probabilidad de ocurrencia de la precipitación crítica es muy baja, tan sólo en 3.3 %.

Las condiciones de vulnerabilidad socio-económicas son similares para toda la población. Es decir no constituye un aspecto discriminante para el tratamiento del sector, por lo cual puede incorporarse como una constante en la evaluación de riesgo. No obstante, se estima que ella oscila desde media baja hasta baja, básicamente por la incapacidad económica de la comunidad de sobrellevar un desastre.

El barrio Luis López de Mesa presenta condiciones de vulnerabilidad física media. Sin embargo, el 15 % de las residencias están circunscritas en categoría de alta vulnerabilidad. Entre los casos particulares se encuentran las viviendas localizadas al borde del talud. Dichas viviendas, cuentan además con un segundo elemento perturbador: están ubicadas en zonas de amenaza media. Esta condición particular condujo irremediablemente a dos posibilidades: a) reubicarlas o b) reducir el potencial de amenaza con la implementación de medidas de control físico.

Con base en los criterios reseñados en el párrafo anterior y en las conclusiones obtenidas en las etapas del estudio (amenaza, vulnerabilidad y riesgo actual) se definieron como medidas de control: el perfilado, la construcción de sistemas de drenaje superficial, la reubicación y la no intervención.

Es importante reseñar que para la alternativa de reubicación tan sólo se contemplaron las unidades residenciales localizadas dentro las zonas de afectación, pero no involucradas en los programas de reubicación del año 1998 y del 18 de marzo de 1999. Por ende, la estimación del nivel de riesgo esperado para esta alternativa se realizó únicamente con diez viviendas de las 29 unidades encerradas dentro de los escenarios de riesgo.

Las pérdidas potenciales para las alternativas de elución, perfilado y, perfilado con drenaje en caso de deslizamiento, se obtuvieron como la suma aritmética del avalúo de las viviendas afectadas (tomado del inventario de viviendas y que oscila entre \$7.000.000.00 y \$8.000.000.00 por residencia), sus enseres (de \$4.000.000.00 a \$5.000.000.00 por núcleo familiar), el costo de reubicación de las familias, y el presupuesto de la alternativa de estabilización o mitigación en

estudio.

Así, se determinó que la alternativa que involucraba los menores costos de inversión para obtener un valor de riesgo aceptable es la reubicación. El nivel de riesgo esperado para esta alternativa es de \$34.000.000.

Aunque el perfilado, unido a la instalación de un sistema de drenaje eficiente, tiene una importante repercusión en la reducción del grado de amenaza (de 60% a 4%), su costo esperado supera ampliamente a la reubicación, y lo más irónico requiere de ella para su ejecución.

El proceso de reubicación contemplará, entonces, la movilización de diez familias asentadas en la base del talud. Esta medida deberá acompañarse con un adecuado manejo de la escorrentía y de las aguas servidas que se vierten, hoy por hoy, en las caras de los cortes. El manejo del agua de escorrentía involucra: la realización de líneas de salida en la cresta y pata del talud principal, y sobre la vía de acceso. Además de la formulación de entregas controladas, la eliminación y manejo de los vertimientos (residuos líquidos) en el frente de explotación, especialmente en el costado sur.

La última recomendación se hace extensiva para los taludes del límite oriental. Allí los vertimientos líquidos (de actividades de aseo y otros), alteran el manto superficial del macizo, y degradan la resistencia en los planos de discontinuidad hasta romper la condición de estabilidad de los cortes descubiertos, que por fortuna no superan los tres metros de altura.

Si bien el análisis de riesgo se formuló para el tratamiento completo de los taludes en la cantera, se destaca como de especial interés el manejo de la zona de falla. Allí es indudable la necesidad de interceptar las aguas de infiltración, ya que éstas se constituyen en el factor (contribuyente y desencadenante en ocasiones) de activación más importante de los procesos de inestabilidad para el límite norte de la cantera. En este orden de ideas, el tratamiento con pozos interceptores y subdrenes horizontales parece el más conveniente.

1. INTRODUCCIÓN

Como parte del Contrato de Consultoría No. G-1159-179/98, suscrito entre el FONDO PARA LA PREVENCIÓN Y ATENCIÓN DE EMERGENCIAS E INGENIERÍA Y DESARROLLO AMBIENTAL – INDESA LTDA, a continuación se presentan los resultados del estudio “Evaluación de Riesgos por Remoción en Masa y Diseños detallados para Estabilizar el Antiguo Escarpe de Explotación en el Barrios Luis López de Mesa (LMM)”, compilados en este documento.

Luis López de Mesa, en su contexto urbano, ocupa el ápice norte de la prolongación de la orografía del Cerro de las Guacamayas, en las estribaciones de los cerros surorientales del Distrito Capital, en la localidad de Rafael Uribe Uribe. Las laderas están esculpidas en potentes macizos rocosos principalmente arenosos,. presentan alturas entre los 18 y 23 m de altura, resultado de los procesos extractivos a que fueron sometidas, y son la fuente donde tienen lugar caídas de rocas, deslizamientos traslacionales y fallas en cuña.

El objetivo general de este proyecto es servir de instrumento en la planificación integral del sector, bajo el marco de la Prevención de Desastres. Y sus objetivos específicos fueron:

- Inventariar los procesos morfodinámicos del frente de explotación y sus alrededores, con el fin de determinar los factores condicionantes y desencadenantes de la inestabilidad local.
- Definir el Modelo estratigráfico del subsuelo en el área de estudio.
- Evaluar la condición actual de estabilidad de los taludes que entallan la zona de explotación y los cortes perimetrales. Este tópico involucró por una parte, definir las propiedades geomecánicas de los diferentes materiales que componen el subsuelo y elaborar modelos de simulación de los mecanismos de falla.
- Investigar los cambios en la probabilidad de falla en relación con los intervalos de dominio (o de variación) de los parámetros geotécnicos, para las condiciones actuales y futuras de los taludes. Estas últimas implican considerar las medidas correctivas.
- Estudiar la condición de vulnerabilidad del sector con respecto al tipo de movimiento involucrado y al nivel de daño de los elementos expuestos.
- Estructurar arboles de decisión que facilitarán la selección de alternativas con relación beneficio-costeo aceptable.

Para dar cumplimiento a estos objetivos se contempló la realización de estudios básicos de Geología, Hidrología, Geotecnia, Evaluación de Riesgo, que sirvieran de soporte técnico para el diseño de alternativas de solución.

El recuento de las investigaciones realizadas, los análisis efectuados y las conclusiones a que se llegó en cada uno de los diferentes aspectos, están integrados en un único volumen que involucra el informe técnico, los anexos y los planos de soporte.

El informe técnico consta de ocho capítulos. Los dos primeros encierran los objetivos del proyecto, el procedimiento de ejecución y la descripción de algunos elementos que introducen al lector en el problema y área por tratar como son: localización, historia, tipo de población, calidad de vida de los habitantes y condición actual de la zona.

El resumen de los estudios básicos regionales y locales de Geología, Geotecnia, Topografía, Inventario de viviendas e Hidrología están contenidos en el Capítulo 3. Las condiciones actuales de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por fenómenos de remoción en masa son tratados en los Capítulos 4 y 5.

Las alternativas de diseño, su papel en las condiciones de estabilidad y en el mejoramiento del nivel de riesgo para la población, y la selección de la mejor de ellas hacen parte del Capítulos 6. Finalmente, las cantidades de obra, el costo estimado y el tiempo de ejecución de la alternativa seleccionada (cronograma) integran los Capítulos 7 y 8.

Cabe resaltar, como algunas de las más importantes conclusiones, el aceptable grado de estabilidad general de la zona de estudio y por ende la baja a moderada probabilidad de falla de los taludes, y la notable reducción que se obtendría en el nivel de riesgo con el retiro de las viviendas cimentadas en la parte baja del frente de infiltración.

2. GENERALIDADES

2.1 LOCALIZACIÓN

El conjunto de taludes que integran el antiguo frente de explotación minero, emerge en una de las prolongaciones de la cadena montañosa de los cerros Juan Rey – Guacamayas, en la vertiente oriental del Río Tunjuelito, jurisdicción de la localidad de Rafael Uribe Uribe. Se erige entre las cotas 2.605 a 2.656 m.s.n.m, y está delimitado geográficamente en el cuadrángulo 97270 a 97400 N y 96050 a 96150 E (**Figura No. 2.1**).

Se encuentra inmerso en el Barrio Luis López de Mesa, razón por la cual este estudio recibe su nombre, entre las Transversales 14 y 15 y las Diagonales 32 y 32 B Bis, y ocupa la parte baja del mismo. Limita por el norte con el barrio Las Colinas, por el sur con La Resurrección, y por el oeste con El Triunfo.

Los ramales de acceso más importante son la Carrera 10 y la Avenida Caracas. De ellas se desprende la red vial que accede al barrio. Las calles y carreras del área integradas en un sistema reticulado muestran una cobertura y estado de conservación aceptables, pero condiciones geométricas complejas, con pendientes longitudinales hasta de 30 %, bancas de 5 m. y radios de curvatura cerrados.

2.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La zona en donde se localiza el talud fue sometida en los últimos 40 años (evaluación aerofotográfica multitemporal) a intensa extracción de arena. Las primeras familias tuvieron asiento en el barrio durante la década de los ochenta, desde ese momento el pulso colonizador se diseminó rápidamente hasta cubrir la superficie completa del mismo con cerca de 307 unidades residenciales, proceso que culminó al comienzo de los años 90.

Actualmente el frente de explotación (zona de estudio) está rodeado por 83 viviendas, que cobijan a cerca de 481 personas de estrato 2, instaladas en viviendas de tipo apartado de una y dos plantas. Los habitantes cuentan con una cobertura total de servicios de energía eléctrica, alcantarillado y acueducto. Pero, sólo reciben atención de servicio telefónico en un 58%.

Parte de la estructura urbana de la zona de estudio descansa sobre un macizo rocoso, conformado principalmente por bancos de arenisca friable y meteorizada de hasta 3 m. de espesor, y secuencias de limolitas, hacia la base principalmente. Así, el comportamiento geotécnico de las laderas está regido por las propiedades del macizo, es decir por el patrón geométrico de las discontinuidades (claro frente a las superficies libres) y por las características de resistencia del material rocoso, entre otras.

Si bien el área de estudio no supera en superficie una hectárea, los procesos morfodinámicos han tenido lugar en la mayor parte del frente de explotación, algunos corresponden a fenómenos de reciente datación. La relación geométrica entre los taludes actuales y el diaclasamiento del

macizo rocoso, ha dado lugar a la formación de cuñas de material inestable (Fotografía No. 2 del Anexo fotográfico), clasificadas como caídas de rocas (Varnes, 1978).

Las cuñas que se desprenden de la “cara” del talud han afectado las viviendas localizadas en la parte baja del escarpe como lo explican los desastres ocurridos en el año 1998 y el más reciente, el del 18 de marzo de 1999, cuando se desprendió en el costado norte un bloque de gran tamaño. Las consecuencias de este último deslizamiento fueron: la reubicación de ocho familias y la pérdida parcial de una vivienda. Los datos de las familias reubicadas se muestran en la **Tabla No. 2.1**.

TABLA No. 2.1

VIVIENDAS REUBICADAS

PROPIETARIO	DIRECCION	MANZANA	LOTE
Lilia Sánchez	Tr 14 C No 32-11 Sur	3	6
Soledad Mahecha	Tr 15 No 32C 20 Sur	3	7
José Martínez	Tr 15 No 32 C 20 Sur	3	8
Victor J Acosta	Tr 14 C No 32 15 Sur	3	9
Stella Perez	Tr 14 C No 32- 19 Sur	3	10
German Padilla	Tr 14 C No 32 37 Sur	3	11
Carmen Pesca	Tr 14 C No 32 –27 Sur	3	12
Maria del C Quevedo	Tr 15 No 33- 60 Sur	3	13

En la zona del desastre del 18 de marzo, existen además, evidencias de problemas de infiltración, cuya fuente está relacionada con el campo de agua localizado en el interior del Colegio Luis López de Mesa, que corresponde a una antigua laguna, de origen posiblemente tectónico.

Finalmente, hacia el sector oriental de la zona de estudio del barrio Luis López de Mesa, se presentó un deslizamiento traslacional, al parecer a través de un relleno o de suelo residual de la parte superior, que afectó ciertas viviendas, algunas de las cuales fueron contempladas en un primer proceso de reubicación durante el año de 1998.

Este marco de influencia, matizado por el alto índice de vulnerabilidad de las viviendas, especialmente las asentadas en la pata de los taludes, explicado por el notable grado de exposición ante los eventos, y por el tipo de estructura (algunas en sistema mixto) y la calidad de la construcción de las mismas (de regular a pobre) resaltan el nivel de peligrosidad en la zona.

Si bien la situación hoy día es comparativamente mejor que hace cinco años, pues el potencial de residencias vulnerables se ha reducido de 34 a 12, ya que la diferencia entre ellas (22 viviendas) se encuentran contempladas en los programas de reubicación, el panorama requiere atención inmediata.

La intervención antrópica ha sido uno de los principales agentes (detonante o contribuyente) de la ocurrencia de los fenómenos de remoción en masa, puesto que el vertimiento de aguas servidas ha contribuido paralelamente a la erosión y a la infiltración, acción con la cual se ocasiona la pérdida de resistencia de los materiales que componen la ladera.

2.3 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN CONSULTADA

Ningún tipo de proyecto se ha llevado a cabo para estudiar las condiciones generales del subsuelo en el área urbana del barrio. En este sentido, es explicable que la evaluación de información se haya centrado en el análisis de los reportes de Atención de Emergencias de la UPES.

La utilidad brindada por ellos fue limitada ya que carecían de una apropiada descripción del problema y de sus consecuencias, al igual que de una adecuada datación de los fenómenos de remoción en masa que impidió relacionarlos con los períodos invernales e intentar establecer un modelo veritativo de la relación lluvia-deslizamiento. Sobresalen entre estos los informes del programas de reubicación por la especial importancia que tuvieron para el análisis de vulnerabilidad y para la formulación de las medidas de mitigación.

2.4 PROCEDIMIENTO DE ELABORACIÓN DEL ESTUDIO

En éste numeral se da cuenta, en forma condensada, de las actividades realizadas durante el estudio para la evaluación de los principales factores que influyen en el comportamiento y estabilidad de la ladera, y que fueron determinantes en la evaluación de riesgo. Éstos se presentan en la **Figura No. 2.2** y se describen a continuación, en manera alguna ordenadas, partiendo del planteamiento de unos estudios básicos y concluyendo en la selección de las alternativas de diseño, sin incluir una descripción detallada de la etapa de análisis propiamente dicha, puesto que ella está contemplada en los estudios básicos, donde se considera adquieren su mayor relevancia.

Inicialmente, se realizó el reconocimiento de campo con lo cual se definieron algunos aspectos geológicos, geomorfológicos y geotécnicos. Se determinaron los sitios para la toma de las columnas estratigráficas y se plantearon modelos hipotéticos del comportamiento de la zona y de los mecanismos de falla, principios fundamentales de partida para la ejecución del proyecto.

El estudio geológico se realizó a escala 1 : 2.500, el contexto regional, y 1 : 5.00, el local, con especial énfasis en la elaboración de un modelo estratigráfico aproximado de la ladera, y a la investigación de los aspectos estructurales que incluyeron la medición en campo de rumbos y buzamientos de los planos de discontinuidad, y del marco tectónico condicionante principal del comportamiento actual de los taludes.

De la conjugación del levantamiento topográfico (Esc 1:500) y del contexto geológico local emergió uno de los elementos más relevantes en la determinación del nivel de amenaza y riesgo de la zona, el modelo estratigráfico. Éste fue planteado para fines de ingeniería demarcando las unidades de roca y suelo, en X - Y como en X - Z, es decir tanto en planta como en vista frontal.

El estudio Geotécnico pretendió la caracterización de los materiales que conforman la zona de estudio, la zonificación estructural del frente de explotación, la clasificación del macizo rocoso y, el análisis general de estabilidad de las diferentes familias de taludes. La Evaluación de estabilidad contempló, entre otros aspectos: la determinación de las familias promedio de discontinuidades y sus características modales (espaciamiento, persistencia, relleno, etc), el análisis cinemático de los modos probables de falla de las laderas, la implementación de la teoría del bloque crítico en la definición de las unidades de material rocoso inestables, y el análisis estático de los principales taludes de acuerdo con los modelos de falla observados y levantados en campo.

Definidos los modelos de falla por zona estructural y las funciones de probabilidad de las funciones aleatorias (fuentes de incertidumbre), el siguiente paso consistió en el análisis probabilístico o también denominado evaluación de amenaza. Para ello se utilizó, acorde con la escala de trabajo y el alcance de la investigación geotécnica, un modelo de síntesis determinístico, donde los análisis de estabilidad estático y dinámico fueron los elementos fundamentales.

La evaluación de vulnerabilidad se realizó con base en la propuesta técnica realizada por Leone (1996) en función del grado de exposición y de la resistencia de los elementos. El punto de partida de esta evaluación consistió en un inventario de viviendas, almacenado en una base de datos, donde el lector puede conocer entre otros aspectos: el nombre del propietario, dirección del predio, número de habitantes, estado del inmueble y tipo de construcción.

La exposición dependió del fenómeno de inestabilidad (caída de rocas) y la resistencia de los Elementos fue evaluada considerando el sistema estructural de la vivienda, el tipo de cubierta y el estado actual de la residencia.

La estimación de las consecuencias actuales y futuras de los procesos de remoción en masa, expresadas en términos de pérdidas de bienes y enseres, es decir la evaluación de riesgo, fue realizada en forma directa como el producto de la probabilidad de falla por el costo de falla, que no es otra cosa que la sumatoria del índice de vulnerabilidad por el costo inicial de elemento expuesto (dato extraído del inventario de viviendas).

Para el análisis de riesgo fue indispensable estudiar individualmente los mecanismos de falla en todo el frente de explotación, y asociar dichos mecanismos a las diferentes zonas o regiones homogéneas de él, con el fin de presentar el resultado en forma cartográfica.

Es importante mencionar que el riesgo futuro entendido como la posibilidad de pérdidas económicas, sin considerar vidas humanas, bajo la implementación de las medidas correctivas, implicó determinar la probabilidad de falla de los taludes con la incorporación de los elementos de contención o las medidas de mitigación, y la respuesta de los elementos bajo este nuevo marco de acción.

A lo largo del informe técnico y como complemento del boceto del procedimiento ilustrado, se hará al comienzo de cada capítulo o de algunos ítems, una breve reseña del contexto de ejecución. En otras palabras, de los elementos intrínsecos relevantes asociados al proyecto, los

fundamentos teóricos (hipótesis formuladas) y los métodos de análisis (con sus referencias) empleados.

2.5 TERMINOLOGÍA BÁSICA

La terminología adoptada para el estudio se basa en las definiciones propuestas por Varnes (1984) y, citadas por Van Westen (1996), González (1990), Cortés (1990), Montero y Otros (1996). A continuación se describen los términos relevantes utilizados en el desarrollo del proyecto:

- **Susceptibilidad.** Algo que está potencialmente dispuesto a modificarse o a evolucionar ante eventuales circunstancias naturales o antrópicas.
- **Amenaza natural (H).** Es la probabilidad de ocurrencia de un fenómeno potencialmente dañino, para un período específico de tiempo y para un área determinada.

Cabe destacar que la amenaza puede expresarse de manera cuantitativa, en términos de valores espaciales y temporales de probabilidad, o de manera cualitativa sin dar valores absolutos de amenaza. Para el presente estudio fue importante expresar la condición de amenaza de manera cuantitativa.

- **Vulnerabilidad (V).** Susceptibilidad de los elementos a sufrir daño por la magnitud de un fenómeno. Se puede descomponer en Exposición (**E**) y Resistencia (**S**), ($V=E/S$).
- **Riesgo (R).** Significa el número esperado de pérdidas de vidas humanas, personas afectadas, daños a propiedades, u obstrucciones de la actividad económica producto de un fenómeno natural.

Aunque por definición el término deslizamiento representa un tipo de fenómeno de remoción en masa, que ocurre a lo largo de una superficie de rotura bien definida, en este trabajo se empleará en forma genérica para representar cualquier tipo de movimiento en masa. De igual manera, se usarán los términos movimiento en masa, falla de taludes, procesos de inestabilidad y deslizamientos como sinónimos.

3. ESTUDIOS BÁSICOS

Este capítulo condensa el tratamiento de aspectos importantes del proyecto, agrupados en la denominación Estudios Básicos y surgidos de las labores de campo. Estas últimas permitieron identificar y cartografiar los materiales que afloran en el área y los procesos denudativos, definir el modelo estratigráfico y los mecanismos de falla de los fenómenos de remoción en masa, conocer las características socio-económicas de sus pobladores y de las viviendas donde ellos residen; y verificar la incidencia del patrón hidrológico en la generación de los procesos de inestabilidad.

Las labores de campo involucraron el levantamiento topográfico, la inspección geológica, la exploración del subsuelo y el inventario de viviendas, descritas en las siguientes páginas.

3.1 TOPOGRAFÍA

Como elemento fundamental en la formulación de la cartografía geológica, geomorfológica, geotécnica, y para efectos del análisis y diseño de las obras correctivas se realizó un levantamiento topográfico detallado, escala 1:500 (**Plano No. 1**). Con él se pretendió registrar lo más preciso posible la morfometría del frente de explotación, las franjas críticas de estabilidad, las unidades residenciales (vulnerables o no ante potenciales desastres), y todo tipo de estructura física presente en el sector de estudio (postes de alumbrado, pozos de inspección, caminos peatonales, vías, etc).

El levantamiento se realizó a partir de una poligonal cerrada, amarrada a placas IGAC y con la ayuda de una semiestación, bajo la aplicación de un procedimiento mixto (**Anexo 1**). Es decir tanto de la toma de secciones transversales como de la generación de una nube de puntos. La precisión obtenida en el levantamiento topográfico fue de 1:8.000, suficiente para las necesidades del proyecto.

En el frente del talud se tomaron siete (7) secciones transversales, ligadas a las columnas estratigráficas del trabajo geológico, con el doble propósito de facilitar la interpretación cartográfica, y servir de apoyo durante la etapa de análisis. Específicamente en la elaboración del Modelo Estratigráfico. El barrido con nube de puntos se destino a la definición de la cresta y pata del frente de explotación y a la toma de elementos urbanísticos.

El diseño cartográfico se ejecutó con el empleo de un Software especializado y bajo un modelo de interpretación dirigida. En este sentido jugaron papel importante las secciones transversales y el contorno (en la cresta y pata) de la zona de explotación.

El proceso de interpretación desarrollado, puede entenderse como un modelo a escala de un SIG , puesto que primero se elaboraron diferentes capas de información, y posteriormente se conjugaron en una sola secuencia. Así, entonces, se definió el manzaneo completo, se seleccionaron los postes de alumbrado y los pozos de inspección, se delinearon las vías y, se delimitaron la cresta y pata del frente del talud, procesadas en tres dimensiones, como límites (contornos). Todo este conjunto, facilito la interpolación de las curvas de nivel y la representación final, la cual se presenta en el **Plano No. 1**.

Como la interpolación se realizó en tres dimensiones, ello permitió la elaboración de un modelo digital del terreno y la obtención de la vista frontal del talud, elemento fundamental para el trabajo de la Geología local como se verá mas adelante.

3.2 GEOLOGÍA

Este tópico se desarrolló en tres etapas. La primera consistió en una fotointerpretación preliminar, la segunda en el reconocimiento de campo, y la última en la reinterpretación y elaboración de la cartografía a escala 1:5000 para el marco regional y escala 1:500 para el área de investigación específica.

La fotointerpretación a nivel local se realizó a escala 1:5000 con fotografías aéreas del sector tomadas el V-12-90 (IGAC R1131). Y la interpretación regional empleo exposiciones aéreas a escala 1:22000 tomadas el VI-03-40 (IGAC C-35), antes de que el sector fuera intervenido antrópicamente, con el fin de observar las estructuras existentes, dada la dudosa e imperceptible apreciación de las mismas en las fotos más recientes.

Durante el reconocimiento de campo se levantaron siete (7) columnas estratigráficas, tomadas a lo largo del talud en los lugares de mejor exposición de la secuencia, se llevó un control estructural detallado y un análisis de estructuras encontradas dentro de los sitios de interés.

3.2.1 Geología Regional

3.2.1.1 Estratigrafía

El sector está ubicado en el flanco oriental de una estructura anticlinal con una orientación N – S. El pliegue corresponde a la principal estructura geológica que condiciona, a nivel regional, la disposición de las unidades litoestratigráficas, compuestas por rocas del terciario, correspondientes a la Formación Regadera inferior (Tri) las cuales se depositaron en el Eoceno medio (Thomas van der Hammen et al., 1989). Espacialmente descansan sobre esta unidad, depósitos cuaternarios provenientes de sedimentos lacustres (Formación Sabana Qa), rellenos de origen antrópico (basuras de tipo orgánico e inorgánico) y coluviones (**Plano No. 2**).

La Formación Regadera fue nombrada por HUBACH (1957) como miembro litológico de guía, que conforma la base de la Formación Usme, JULIVERT (1963) la eleva al rango de formación. Está conformada por areniscas gruesas y conglomerados no muy consolidados con intercalaciones de lodolitas rosadas o rojizas, que en ningún momento le quitan a este nivel su carácter predominantemente arenoso. Tiene un espesor total de 450 metros, y su ambiente de depositación es continental de tipo fluvial, aunque la parte superior es de ambiente transicional (paludal – lagunar).

La estratificación que presenta es cruzada y el contacto con la formación Bogotá es neto, mientras que con la formación Usme es concordante en el flanco W del sinclinal de Usme y discordante en el flanco E.

3.2.1.2 Geología Estructural

El sector se muestra afectado por intensa actividad tectónica (presencia de pliegues y fallas) que condiciona la evolución y el comportamiento mecánico de los materiales en el sector. Tal vez la estructura de mayor influencia es un pequeño anticlinal de rumbo aproximado Norte - Sur (**Plano No. 2**), definido en el flanco oeste por presentar direcciones de buzamiento en la estratificación entre 170° a 250°, con ángulos de buzamiento relativamente bajos (10° - 30°), y disposición de los estratos en el flanco este desde la N60W hasta N60E con buzamientos que oscilan entre 10° a 45° al E.

Perpendicular al eje del anticlinal discurre un sistema de fallas (no señaladas en estudios anteriores) de tipo Normal y de Rumbo. Estas últimas relacionadas con de la mencionada estructura. Adicionalmente, en un marco más amplio (no cartografiado) aparecen como fallas importantes cercanas: la falla de la Fiscala, la falla de Yerbabuena y la falla de Bogotá que influyeron de manera alguna en la tectónica del lugar.

3.2.2 Geología Local

El relieve del barrio Luis López de Mesa está entallado en rocas del terciario, pertenecientes exclusivamente a la Formación Regadera inferior (Tri), y en depósitos cuaternarios asociados tanto a actividad antrópica (rellenos del antiguo frente de explotación) como a procesos hidrogravitacionales, caídas de rocas y deslizamientos, (véase planta del **Plano No. 3**).

3.2.2.1 Estratigrafía Local

Con base en la investigación de campo y en algunos principios básicos de la geología estructural se elaboró un modelo (aproximado) del subsuelo para “la ladera” en general, que destaca la secuencia estratigráfica y la disposición estructural del macizo.

Se empleó para la elaboración de este ejercicio la base cartográfica obtenida en el levantamiento topográfico, escala 1: 500. La sección estratigráfica se levantó en la dirección del azimut 10, de tal manera que los espesores de la secuencia estratigráfica aparecieran en verdadera magnitud.

La Proyección del frente del talud que se muestra en el **Plano No. 3** presenta el modelo estratigráfico interpretado en una longitud de 155 m. El modelo permite apreciar la conformación de la secuencia estratigráfica, integrada por bancos de conglomerados, areniscas y lodolitas, y claras diferencias en el proceso de sedimentación entre el costado norte y sur, pero con un claro dominio de bancos de arenisca friables que descansan en un importante recorrido sobre limolitas.

El ambiente de formación de la franja sur definida entre la zona de falla y la diagonal 32sur corresponde posiblemente al de llanura de inundación, por lo que las rocas son principalmente de grano fino, el macizo está conformado por areniscas de estratificación gruesa, con delgadas intercalaciones de arcillolitas.

Las areniscas son poco cementadas, friables, blandas, de colores rojo, amarillo y blanco, estratificación cruzada en artesa a gran y pequeña escala, y en ocasiones estratificación convoluta. Tienen gradación lateral del tamaño de grano y niveles que son granodecrecientes, la selección es moderada (se observan guijarros hasta en un 12%), y la composición varía de una subarcosa a una wacka arcósica.

Y las lodolitas están conformadas por arcillolitas limosas de color amarillo y gris claro, infrayaciendo unidades de grano más grueso, poseen estratificación plano-paralela, muscovita y minerales autigénicos de aluminio. Esculpen la base de la ladera desde la zona de falla, expresión tectónica más relevante del frente de explotación, entre las columnas C4A y C5, hasta el cierre del corte al sur.

Por su parte, la zona norte muestra un ambiente probablemente de barra puntual. Por ello, las rocas muestran tamaños de grano más grueso, llegando incluso a ser conglomerático. El macizo es monolítico poco fracturado y de estratificación muy gruesa.

Los conglomerados en general son de color amarillo, blanco y rojo de baja resistencia; erodables, con variaciones de tamaño de grano grueso a medio, subredondeados. Presentan estratificación cruzada en artesa de gran escala y también se observa de tipo lenticular, el espesor varía de centímetros a 1 metro aproximadamente.

A diferencia del contexto estratigráfico, relativamente, simplificado, ilustrado anteriormente, el patrón completo de sedimentación en la cantera (con espesor estimado de 23 m) está conformado por once unidades de roca descritas en la vista frontal del Plano No. 3 denominadas como Triss0 a Triss9, Tril2 y Tril3. Éstas pueden agruparse en concordancia con la columna general del barrio (**Figura No. 3.1**) en cinco grandes unidades, definidas de base a tope como:

Unidad A, de series granodecrecientes, tiene un espesor de 2.10 m. e involucra los niveles Trisso1 y Triss0. Está dividida en cuatro secuencias que oscilan entre 0.50 – 0.60 m. de espesor, el tamaño de grano varía de Arena muy fina a arcilla.

La parte arenosa corresponde a cuarzoarenitas friables, moderadamente seleccionadas, coloraciones claras, estratificación curvo planar y cruzada al tope, se observa caolín y material carbonoso.

Unidad B (Triss1): con 5.75 m. de espesor, está integrado por cuarzoarenitas de color crema, friables, matriz arcillosa, selección moderada y no se observa estratificación.

Unidad C: abarca los niveles Tril2 al Triss4, en una franja de 3.05 m. ancho, contiene series granocrecientes que están divididas en ocho secuencias de 0.40 mts de espesor, el tamaño del grano varía de Lodolita a Arena gruesa.

La parte arenosa corresponde a limolitas y cuarzoarenitas de tamaño fino a grueso, friables, de mala selección, con granos de cuarzo hasta de dos cm de diámetro. No se observa estratificación

Unidad D: compila una columna de 6.10 m. de espesor, compuesta por cuarzoarenitas (Triss5 a Triss9) que varían de tamaño fino a medio, friables, de coloración blanco a amarilla, estratificación plano-paralela, selección mala a moderada y con cemento silíceo.

Unidad E: encierra una capa de suelo de 6.0 m de espesor, de coloración gris oscuro con intercalaciones arcillosas amarillas. En la parte superior del banco se identifico un relleno de composición heterogénea (basuras y recebo) de hasta 1.70 m.

El proceso de formación del marco estratigráfico unido a la actividad tectónica, dan lugar desde ya a la división del área de estudio en tres regiones, donde los límites de división están demarcados por los lineamientos de falla (Plano No. 3). Las dos primeras regiones diferenciadas por su ambiente de sedimentación y disposición estructural, esculpen los costados sur (región 1) y norte (región 3) del frente de explotación; están separadas por una franja altamente fracturada, acuñada entre dos trazas de falla, denominada zona de falla o región 2.

3.2.2.2 Geología Estructural

El patrón de diaclasamiento está compuesto por tres (3) familias de discontinuidades, caracterizadas por presentar persistencias de baja a media, espaciamiento clasificado como moderado a espaciado, abertura desde cerrada hasta parcialmente abierta y el relleno es principalmente arcilloso. La rugosidad de las paredes varía desde ondulada suave hasta ondulada pulida. Los tres juegos de diaclasas muestran espectros regulares con bandas estrechas definidas así:

D₂ N69E/74NW - N80W/90S

D₃ N-S/90 - N40W/82SW

D₄ N28E/72NW - N45E/88NW

Tal vez de ellas la familia D₃ es la que evidencia el comportamiento más errático. La presencia del patrón de diaclasamiento es más notorio en las zonas central y sur de la cantera, que en el límite norte, pero los planos de debilidad poseen la mayor persistencia en este último.

La estratificación en las areniscas es mediana a gruesa, y en las limolitas de delgada a gruesa, y tiene una azimuth de buzamiento que varía entre 124° - 210° y una inclinación entre 10° - 30°. A pesar de la influencia tectónica poco se ve afectada, la mayor variación como es lógico se encuentra en la zona de falla. No obstante, el lector debe recordar que la estratificación en el cuadrángulo de estudio es de tipo cruzada, lo cual permite explicar las diferencias en su modelo geométrico.

El análisis detallado del comportamiento, homogeneidad e influencia de las discontinuidades sobre el comportamiento y estabilidad del macizo se realiza en la evaluación geotécnica del área. (numeral 3.4).

Como parte de las principales estructuras en el frente de explotación se destacan tres fallas, perpendiculares al eje del pliegue anticlinal presente en la vecindad occidental de la cantera. Estas fallas están relacionada con los últimos pulsos de la orogenia andina y presentan sus mejores evidencias en el centro y norte de la zona. Fungen como uno de los planos de debilidad para los deslizamientos en cuña observados y direccionan el flujo subterráneo, detonante del más reciente proceso de inestabilidad, proveniente posiblemente de una laguna localizada en el interior del Colegio Luis López de Mesa.

3.3 GEOMORFOLOGIA

3.3.1 Geomorfología Regional

Las geoformas presentes en el sector están relacionadas con ambientes de tipo Denudativo y Fluvial. Son producto de la compleja evolución tectónica ocurrida durante el terciario, de los procesos de erosión pluvial y de los movimientos de remoción en masa. Fueron clasificadas según los lineamientos de VERSTAPPEN (1975) y VAN ZUIDAN (1985), los cuales se basan en la morfogénesis de las estructuras. Y su delimitación se realizó con base en un trabajo de fotointerpretación y un posterior reconocimiento de campo.

Las geoformas de ambiente Denudativo (Tipo Estructural – Estructural/Denudativo) esculpen pendientes estructurales, como es el caso de la de descenso al Hospital San Carlos, que reflejan la resistencia de las capas de arenisca, sobre las que tiene lugar el desarrollo de otras unidades resultado de procesos denudativos.

La unidad de origen fluvial agrupa los depósitos originados por las corrientes y la acción fluvial, Están compuestos principalmente por arenas, guijarros y cantos de arenisca, de formas subredondeadas a redondeadas; son muy escasos y presentan en general poco espesor, debido a las características topográficas del terreno y al régimen dinámico de las corrientes que en la actualidad están en proceso de entalle.

La acción del agua es muy notoria en el sector, ya que se observan zonas altamente meteorizadas, fuente para formación de depósitos de relleno; cárcavas y alta densidad de sistemas de drenajes que no están bien controlados topográficamente y que por lo tanto lavan la capa superficial de suelo haciendo que el sector presente un alto grado de erosión.

3.3.2 Geomorfología Local

El tratamiento de este tema se concentrará exclusivamente en la descripción de los procesos morfodinámicos que tienen lugar en los taludes de exposición (**Plano No. 4**). A continuación se formula una breve descripción de los procesos de mayor relevancia.

3.3.2.1 Caída de Rocas

Este proceso se observa en la parte central del talud, donde se localizan los taludes más altos. Está favorecida por el alto grado de fracturamiento del macizo la apreciable abertura de las

discontinuidades y el avanzado deterioro de los taludes. Los bloques movilizados son principalmente de tamaño mediano a grande con aristas entre 0.5 m y 1 m de longitud.

En este grupo se contemplan el desplazamiento de bloques por un plano de diaclasamiento, o por la intersección establecida por dos de ellos. Entre las discontinuidades que tiene mayor influencia en la falla de los bloques están los planos orientados N75E/70-80NW y N34W/82SW. El primero controla la falla planar, y la interacción entre los dos da lugar a deslizamientos por cuña.

3.3.2.2 Erosión Pluvial

Se da lugar en toda el área, siendo las unidades arenosas las más afectadas. Los procesos están bastante desarrollados y son activados por vertimientos de aguas sanitarias o por la acción pluvial.

3.4 ASPECTOS GEOTÉCNICOS

3.4.1 Exploración del Subsuelo

El tipo de investigación geotécnica fue en su totalidad establecido por las características de la zona donde se emplaza el barrio. Luis López de Mesa se erige en el dominio de un potente macizo rocoso, por espacios descubiertos, enmarcado por cortes cuasiverticales hasta de 24 m de altura, que permiten observar la secuencia estratigráfica en toda la longitud del frente de explotación y en áreas aledañas.

Todo este conjunto desvirtuó la necesidad de los métodos de exploración indirecta. Reveló la poca utilidad que tendrían las perforaciones frente a la mayor cantidad de información y claridad de interpretación que se podía obtener con el levantamiento de columnas estratigráficas. Máxime, si se toma en consideración la dominante influencia tectónica en la caracterización estructural de la zona y en el comportamiento del macizo rocoso.

La investigación del subsuelo involucró, así, la exploración directa mediante trincheras (columnas estratigráficas) y levantamientos estructurales. Con relación al primer tópico se levantaron siete (7) columnas estratigráficas que permitieron formular el modelo geotécnico del sector. Con el segundo tópico se pretendió facilitar la clasificación del macizo y determinar la influencia de las discontinuidades en la estabilidad de los taludes existentes.

Durante el levantamiento estructural se tomó información de las familias de discontinuidades, identificando orientación, separación, abertura, tipo de relleno, rugosidad y persistencia de las familias principales y secundarias. Con estos elementos se determinaron parámetros como el índice del tamaño del bloque, el control volumétrico de diaclasas (J_v), el RQD y el JRC, importantes en el estudio del comportamiento del macizo.

Esta última investigación reveló como rasgos característicos de la ladera: el homogéneo patrón estructural, expresado en la clara definición de las familias de diaclasas; la destacada influencia tectónica en el régimen hidrogeológico en los costados norte y sur; el comportamiento relativamente homogéneo del patrón estratigráfico y por ende la casi directa correlación entre las trincheras.

Las **Figuras No. A-2.1 a A-2.7** presentan las secuencias estratigráficas propias de cada trinchera. Ellas destacan el tipo de material rocoso aflorante, sus características textuales y mineralógicas, la localización y estación estructural asociada. El **Plano No. 5**, por su parte indica la distribución espacial, y la ubicación tanto de las columnas como de las estaciones de levantamiento estructural.

3.4.2 Ensayos de Laboratorio

El programa de ensayos se dirigió a la caracterización del material rocoso, a la estimación de la resistencia al corte en los planos de discontinuidad y a la clasificación del macizo rocoso. Por ello se decidió una campaña de muestreo sistemático de los principales frentes de exposición del macizo a lo largo de la ladera y, una revisión de los mecanismos de falla y de los parámetros de resistencia en los planos de discontinuidad.

La caracterización del material rocoso se llevó a cabo sobre muestras irregulares de bloque, que fueron sometidas a pruebas índice de peso unitario, carga puntual, corte directo y compresión confinada. Los testigos ensayados correspondieron a unidades de roca de los bancos de arenisca, arcillolita y limotita. Así, entonces, se ensayaron cuarzoarenitas de grano medio, y arcillolitas varicoloreadas.

Los valores del índice de carga comprendido entre 1.1 kg/cm^2 y 10.8 Kg/cm^2 muestran una banda amplia del esfuerzo a compresión simple desde 25 kg/cm^2 hasta 241 kg/cm^2 (**Tablas Nos. 3.1 y 3.2**) que confirman los bajos niveles de resistencia del material rocoso.

Con el fin de estimar la resistencia al corte en los planos de discontinuidad, se tomaron, los resultados de ensayos de bloque deslizante realizados en otro sitio de exposición de la Formación Regadera en el que tuvo la oportunidad de participar el ingeniero geotecnista con la firma consultora Hidrogeología y Geotecnia Ambiental Ltda. En dicho estudio se tomó como plano de movilización el de la diaclasa D_3 : 320/78, similar a la que controla la estabilidad de los taludes de explotación en Luis López de Mesa, para el cual se obtuvieron como parámetros básicos $c=0 \text{ ton/m}^2$ $30^\circ \leq \phi \leq 45^\circ$ (**Tabla No. 3.3**). No obstante, en el presente proyecto se adoptó como rango confiable de variación del ángulo de fricción el de la muestra No. 12 ($30^\circ \leq \phi \leq 39^\circ$). En este sentido se realizó un pequeño ajuste en el límite superior, con el fin de establecer mejor las funciones de densidad de probabilidad para esta variable, así: $30^\circ \leq \phi \leq 38^\circ$.

El ensayo de corte se efectuó en una muestra inalterada que conservaba el plano de contacto entre la arenisca y la arcillolita, a niveles del esfuerzo normal similares al de campo y a condiciones de humedad cercanas al contenido natural. El testigo arrojó como parámetros de resistencia al corte: $1.0 \text{ ton / m}^2 \leq c \leq 3.0 \text{ ton / m}^2$, $18 \leq \phi \leq 22$ (**Tabla No. 3.4**). En el **Anexo No. 2** se presentan los resultados de las pruebas de corte y las envolventes de falla interpretadas.

Finalmente, todo ello facilitó gracias a la aplicación de los sistemas de Hoek (1995), Bieniawski (1976) y, las teorías de Hoek & Brown (1980) y Barton (1973), una adecuada clasificación del macizo rocoso, y una estimación de los parámetros de comportamiento básico del mismo.

3.4.3 Características del Subsuelo

A continuación se hace una breve descripción de algunas características geomecánicas de los materiales que componen la zona de estudio. Especialmente, de las componentes principales del macizo rocoso, material objeto de estudio, y donde tienen lugar los problemas de inestabilidad.

3.4.3.1 Macizo Rocosó

3.4.3.1.1 Discontinuidades

Las discontinuidades fueron descritas a partir de la información obtenida de los amplios afloramientos de exposición del macizo rocoso (denominados aquí estaciones de levantamiento estructural), tomando como base los procedimientos sugeridos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, ISRM - 1981.

La medición de orientación en campo alcanzó un total de 222 datos estructurales con una cobertura de 10 estaciones. La distribución espacial y la localización de las estaciones de levantamiento estructural se pueden apreciar en la **Plano No. 5**. El inventario de los datos obtenidos y las características de las discontinuidades asociadas con ellos, están compilados en las carteras de campo (**Anexo 2**).

Los resultados de las mediciones se presentan mediante diagramas de polos, utilizando la red de proyección equiangular tanto para el contexto general como para cada región del talud. El procesamiento de los datos estructurales se llevó a cabo gracias a la aplicación del método del círculo flotante para concentraciones entre 1% y 10%. (**Figuras Nos. 3.2 a 3.5**). Los conteos evidenciaron una ligera dispersión y aceptables niveles de concentración de polos. De allí, fue posible apreciar la tendencia general de las familias de discontinuidades para cada región estructural como:

Región 1:

Estratificación (E1)	N57E/20SE
Diaclasas Principales (D ₂):	N75E/82NW
(D ₃):	N34W/82NW
(D ₄):	N08E/80SE

Región 2: (Zona de Falla).

Estratificación (E1) N52E/20SE – N56W/16SW
Diaclasas Principales (D₂): N75E/82NW
(D₃): N20W/84NE
(D₄): N37E/80NW
Falla : (F): E-W/70N; N29W/70SW
E-W/45N.

Región 3:

Estratificación (E1) N78W/36SW
Diaclasas Principales (D₂): E-W/84S
(D₃): N09W/84SW
(D₄): N69W/84SW

Las familias de diaclasas, para todas las regiones estructurales, se caracterizan por presentar persistencia desde 1.20m. hasta 5.4m.; y promedios $P_{\mu_{D2}} = 3.3$ m., $P_{\mu_{D3}} = 2.7$ m., $P_{\mu_{D4}} = 3.50$ m, clasificada como de baja a media; espaciamiento (S) moderado a espaciado, entre 0.10 m y 0.99 m., con promedios: $S_{\mu_{D2}} = 0.47$ m., $S_{\mu_{D3}} = 0.64$ m., abertura (a) desde cerrada hasta parcialmente abierta (0cm a 5cm., con medias: $a_{\mu_{D2}} = 14.4$ mm., $a_{\mu_{D3}} = 8.7$ mm.) y relleno principalmente arcilloso. Las **Figuras No. 3.6 a 3.10** contienen los análisis de frecuencia para cada una de las características de las familias de discontinuidad.

La rugosidad de las paredes de las discontinuidades en términos descriptivos puede clasificarse, de acuerdo con la ISRM (1981), como tipo V y VI (Véanse **Figuras Nos. 3.11 a 3.13**), es decir ondulada suave, y ondulada pulida, con valores del JRC entre 4 y 12. El grado de meteorización de las paredes (indistinto del tipo de familia) es decolorado, puesto que se observan variaciones de color entre la roca fresca y la pared, asociadas a constituyentes minerales como el hierro.

La estratificación en las areniscas es mediana a gruesa, con espesores de estratos entre 50 cm. Y 200 cm., y en las limolitas de delgada a gruesa con espesores de 5 cm. a 150 cm.

3.4.3.1.2 Clasificación

La clasificación geomecánica de los macizos rocosos, está basada en la cualificación de diferentes características tanto de la masa en general como del material rocoso. Su objetivo fundamental consiste en estimar los parámetros de comportamiento del macizo.

Las características tomadas en consideración fueron: El RQD, la resistencia a compresión simple del material rocoso, el espaciamiento y las condiciones de las discontinuidades y la influencia del agua subterránea.

El RQD se estimó con base en la relación:

$$RQD = 115 - 3.3 J_v \text{ para } J_v > 4 \text{ o}$$

$$RQD = 100 \text{ si } J_v < 4$$

Donde el J_v se define como el control volumétrico de diaclasas, y está basado en los espaciamientos promedio de las discontinuidades, expuestos al igual que las características de las diaclasas en el numeral anterior.

Si bien la resistencia a la compresión simple para los testigos ensayados es similar (Tablas Nos 3.1 y 3.2) y no constituye un discriminante importante en la clasificación del macizo como si lo es el patrón estructural, su incorporación se realizó asociando las muestras a las regiones estructurales, de forma tal que se pudiera dar un poco de sensibilidad al resultado.

Los sistemas de clasificación implementados se concentraron al: Rock Mass Rating RMR (Bienawsky, 1976 y 1979) y Geological Strength Index, GSI (Hoek, 1995), dada la directa correlación entre los sistemas. Sin embargo, el uso del sistema de clasificación de Bienawsky 1976, implicó asumir el macizo completamente seco.

Así, el ejercicio de clasificación arrojó como resultado que los macizos rocosos presentan Índices de Resistencia Geológica (GSI) y $RMR_{(76)}$ que oscila entre 54 para las exposiciones mas alteradas y fracturadas en la zona de falla, y desde 59 hasta 72 para las más sanas (**Tablas Nos. 3.5 a 3.7**) propias de las regiones estructurales 1 y 3.

Estos parámetros permite clasificar los macizos entre regulares y buenos. Y resaltar el comportamiento relativamente homogéneo de los mismos en el frente de explotación, indistinto de las regiones estructurales.

3.4.3.1.3 Características Geomecánicas

El macizo como un todo tiene en el sector sur apariencia irregular caracterizada por una amplia variación del tamaño del bloque y forma. El costado norte, describe apariencia masiva establecida por la poca presencia de discontinuidades y el espaciamiento muy ancho entre éstas. El índice de tamaño de bloque (I_b), definido por los espaciamientos modales de cada familia es del orden de 0,69, y el índice de control volumétrico (J_v) oscila entre 8 diaclasas/m³ en las regiones estructurales 1 y 3, y 10 diaclasas/m³ para la Región 2, lo que representa un macizo conformado por bloques de tamaño mediano.

Uno de los factores más importantes del comportamiento del macizo es la resistencia al corte del plano potencial de falla, el cual puede consistir de un plano único de discontinuidad o de una superficie compuesta que involucra diversos planos de debilidad ó un plano y el material rocoso.

De acuerdo con las observaciones de campo, los procesos de inestabilidad en los taludes del área de estudio, describen modos de falla a lo largo de discontinuidades preexistentes, poco o nada involucrando la roca intacta, y menos aun describiendo modos de falla combinada. Los cortes son de dimensiones reducidas (< 24 m), excavados en materiales blandos, con valores de resistencia confinada desde 25 a 240 kg/cm², donde el nivel de esfuerzos es tan bajo, que se espera, que cualquier inestabilidad probable ocurra a lo largo de las discontinuidades con mínima contribución de la roca intacta.

Así, la mayor atención se dio a la determinación de los parámetros de resistencia al corte en los planos de discontinuidad, asumiendo que ellos son constantes en la superficie potencial de falla, y despreciando la participación de las superficies laterales de desprendimiento.

Finalmente, la evaluación de la resistencia del macizo se basó en el criterio de rotura de Hoek y Brown (1980). Contempló la determinación de los parámetros de resistencia (c , ϕ) y de la envolvente en función de esfuerzos totales; la estimación del módulo de deformación (E) y de los parámetros adimensionales m_b (que controla el grado de curvatura de la curva), s (controla la localización de dicha curva en el espacio) y a .

De esta forma, se obtuvieron de los ensayos de laboratorio y del proceso análisis como parámetros geomecánicos promedios para los macizos.

Región 1. (Bancos de Arenisca).

Familias de discontinuidades	= cuatro (4)
Peso unitario	= 2,0 - 2,2 Ton/m ³
Índice de carga puntual	= 1 kg/cm ² a 22 kg/cm ²
Ángulo de fricción básica de la discontinuidad	= 34 - 41°
Ángulo de fricción del material	= 18° - 22°
Cohesión del material	= 0,1 Kg/cm ² a 0,2 Kg/cm ² .
RQD	= 89%
JRC	= 4 - 12
Jv	= 8 diaclasas/m ³

Región 2

Familias de discontinuidades	= cuatro (4)
Peso unitario	= 2,0 - 2,2 Ton/m ³
Índice de carga puntual	= 1 kg/cm ² a 22 kg/cm ²
Ángulo de fricción básica de la discontinuidad	= 34 - 41°
Ángulo de fricción del material	= 18° - 22°
RQD	= 89%
JRC	= 4 - 12

Región 3. Bancos Arenisca

Peso unitario	= 2,2 Ton/m ³
Índice de carga puntual	= 1,54 kg/cm ² a 3,54 kg/cm ²
RQD	= 82%
JRC	= 8
Ángulo de fricción básica del material	= 18° - 22°

Estos dos últimos parámetros se establecieron mediante pruebas de corte directo a lo largo del plano de estratificación. Las **Figuras Nos. 3.14 a 3.16** muestran las envolventes de esfuerzo para los macizos rocosos y algunos parámetros de resistencia de ellos para bajos niveles de esfuerzos.

En general, los parámetros de resistencia obtenidos en estas gráficas sugieren condiciones de trabajo irreales. El macizo responde ante cualquier solicitud (y para cualquier valor del GSI) con ángulos de fricción mayores a 42° (o entre 42° y 70°) y valores de cohesión entre 0.10 Mpa y 0.30 Mpa., parámetros que harían compleja la explicación de la ocurrencia de los diferentes fenómenos de remoción en masa.

La **Figura No. 3.17** compila las envolventes de resistencia para el macizo rocoso (GSI =54, GSI = 59 y GSI = 61), el plano discontinuidad (para ángulos de fricción básica de $\phi = 37^\circ$ y $\phi = 23^\circ$) y el material rocoso (identificado como muestras 8, 9 y 10), tomadas de ensayos realizados sobre materiales de la Formación Regadera en un sector aledaño denominado “Mirador de Marrocos”, donde el Ingeniero Geotecnista tuvo la oportunidad de participar. El diagrama reseña la conclusión presentada, dado que las envolventes para el macizo se encuentran fuera de la influencia del material y la discontinuidad, indistinto del nivel del esfuerzo de confinamiento.

3.4.3.2 Suelos

Corresponden a niveles de depósitos de ladera recientes y depósitos de basuras ó rellenos heterogéneos. Se emplazan en la parte baja de los taludes y circunscriben el perímetro del frente de explotación. Los coluviones están compuestos por bloques desintegrados de arenisca y arcillolita resultado de fenómenos de remoción en masa locales; el espesor máximo, medido en campo, entre las columnas C3 y C4, alcanza los cuatro metros (4m).

Debido a la heterogénea constitución de los suelos, su caracterización geotécnica es compleja. Por lo tanto, se concentró en su ubicación espacial y en la determinación de características geométricas como la profundidad de desarrollo. En general, los suelos no tienen ninguna incidencia en los procesos de inestabilidad en el área, pues este papel lo asume el macizo rocoso; pero si es el recinto para el establecimiento de una buena parte del marco urbanístico.

3.5 ANÁLISIS HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

El estudio hidrológico tiene como objetivo describir el régimen temporal y espacial de la precipitación media anual y determinar los aguaceros de corta duración con el fin de calcular los

caudales máximos esperados, y diseñar las obras de drenaje para la estabilización del talud en el barrio Luis López de Mesa.

La zona de estudio está ubicada al sur oriente de Santa Fe de Bogotá, en la parte baja de la Quebrada Chiguaza, sobre la margen izquierda. Durante los últimos años en el sector se ha presentado una creciente intervención urbana, debido al desarrollo de barrios de invasión en sus laderas, sin ningún control de las aguas lluvias y negras. Esto hace que la energía erosiva de la lluvia y la escorrentía superficial aumenten, generando procesos de erosión superficial y fenómenos de remoción en masa, ocasionados de manera directa por alteración de la red de drenaje natural existente y la falta de construcción de un sistema de drenaje adecuado y acorde al comportamiento hidrológico del sector.

Para el análisis hidrológico se estudiará solamente el elemento climatológico precipitación, ya que es el principal agente de la erosión hídrica y uno de los factores detonantes de los fenómenos de remoción en masa.

3.5.1 Precipitación

Con el fin de establecer el régimen pluviométrico en el barrio Luis López de Mesa, se utilizaron los registros históricos de precipitaciones totales mensuales de la estación Santa Lucia (2120052) operada por la Empresa de Acueducto y Alcantarillado de Bogotá E.A.A.B; que es la más cercana a la zona de estudio y esta ubicada en la cuenca de la Quebrada Chiguaza.

La distribución temporal de la precipitación se presenta en forma bimodal o ecuatorial con dos períodos lluviosos entre los meses de octubre a noviembre y abril a mayo y dos períodos secos entre los meses de enero a febrero y julio a agosto, los demás se consideran de transición. La precipitación media multianual es de 594.7 mm y la precipitación máxima mensual ocurrió en el mes de abril de 1982, con un valor de 188.6 mm.

3.5.2 Precipitación de corta duración – Curva de intensidad – Duración – Frecuencia

Para el análisis de los aguaceros de corta duración, que son los que generan los caudales máximos, se utilizó el informe "Estudio para el Análisis y Caracterización de tormentas en la Sabana de Bogotá", realizado por la firma consultora IRH para la E.A.A.B. - E.S.P. En este estudio se dividió a Santafé de Bogotá en 7 zonas pluviográficas y, para cada zona se definió una curva IDF característica.

El sector de análisis está ubicado en la zona 3, cuya estación representativa de la ley de frecuencias es Fontibón (2120547), operada por la E.A.A.B.

3.5.3 Relación de precipitación crítica - Duración que disparan movimientos en masa

Para determinar la relación precipitación crítica - duración, se utilizó el "Estudio de Amenaza, Vulnerabilidad y Riesgo por Inestabilidad del Terreno para Varias Localidades de Santafé de

Bogotá" (INGEOCIM - UPES, 1998), realizado por la firma INGEOCIM Ltda para la Unidad de Atención y Prevención de Desastres (UPES) de Santafé de Bogotá.

En este estudio se encontró que la ciudad de Santafé de Bogotá se puede dividir en dos zonas a partir de la lluvia critica y de la duración, con las siguientes ecuaciones:

Zona Suroccidental

$$LL_{crit} = 0.3609 * LL_{an}$$

Cerros Orientales

$$LL_{crit} = 12.6326 + 0.3609 * LL_{an}$$

Donde:

LL_{crit} = lluvia critica en mm

LL_{an} = lluvia anual en mm

Zona Suroccidental

$$D = 3.2829 * LL_{crit}^{0.4157}$$

Cerros Orientales

$$D = 0.04923 * LL_{crit}$$

Donde:

D = Duración en días.

El sector de estudio corresponde a la zona sur occidental obteniéndose una precipitación critica de 263.4 mm y una duración de 30 días.

De acuerdo con esos resultados, se puede concluir que los fenómenos de remoción en masa que ocurren en el sector no tienen como factor detonante principal la precipitación, ya que la probabilidad de ocurrencia de la precipitación critica es muy baja, tan solo en 3.3 %.

3.6 INVENTARIO DE VIVIENDAS

Dentro de las actividades incluidas en la ejecución del estudio, se realizó un inventario de viviendas. Este consistió en el diligenciamiento con la comunidad de un formato (Véase el **Anexo No. 4**), facilitado por la firma interventora. La información contemplada en el formato incluye, entre otros, datos sobre: área del lote, área construida, valor estimado de los bienes y enseres, valor del predio, estado actual de la vivienda y cobertura de servicios.

Con el fin de garantizar la calidad de la encuesta y la veracidad de la información obtenida, se realizó un análisis de confiabilidad. Para ello se efectuó sobre una muestra estadística equivalente al 20 % de la población total de viviendas, pero escogidas de las áreas catalogadas de mayor exposición (vulnerables), el procesamiento en campo de los datos.

El estudio de confiabilidad arrojó un nivel de certeza para los datos registrados del 85 %. Los mayores percentiles de error se encontraron en: Tipo de sistema estructural, estructura de la placa de piso, valores de enseres y del inmueble. Este resultado es explicable por la disímil conformación de las viviendas y por la inerme subjetividad de las repuestas, atribuible al encuestador como al encuestado, en el dimensionamiento de los costos de capital..

Cualquiera fuesen las dificultades del estudio de confiabilidad, es innegable que éste permitió verificar y corregir información deficiente o dudosa contemplada en los formularios de inventario. Tarea de gran importancia para garantizar la obtención de modelos de vulnerabilidad y riesgo confiables.

La información fue transcrita a una base de datos estructurada en aplicación ACCESS, a partir de la cual se llevó a cabo un análisis estadístico. Se asignó un código a los predios con base en el número de la manzana (M) y del lote (L). El plano que se utilizó fue facilitado por la comunidad, allí aparecen las manzanas identificadas con una letra, la cual se cambió por un número en la codificación, $COD = 100 * M + L$.

El inventario cobijo cerca de 84 predios, pero sólo el 25 % de ellos ocupa las áreas de mayor percepción de riesgo. Dichas unidades residenciales no superan las dos plantas, están conformadas: una por estructura de pórticos, nueve (9) con muros divisorios y dos de recuperación, y la calidad de la construcción puede catalogarse como de regular a deficiente. Las construcciones restantes están integradas en igual proporción por sistemas estructurales aporticados o por muros portantes, en su mayoría de una planta el sector

El número promedio de habitantes por vivienda oscila entre 6 y 8, y el 80 % de las viviendas están ocupadas con por lo menos cuatro personas. Sin embargo, se aprecia un pequeño porcentaje de residencias (6%) en las que existe casos de hacinamiento, como se indica en la **Figura No. 3.18**, con concentraciones de residentes superiores a 12.

La densidad de población es de 0.08 habitantes por metro cuadrado de construcción, con ingresos mensuales promedio entre doscientos cincuenta mil y trescientos cincuenta mil pesos por familia (**Figura No. 3.19**). La información anterior permitió estimar un ingreso per cápita de sesenta mil pesos mensuales.

La cobertura de servicios públicos básicos de agua y alcantarillado es total. El servicio de energía eléctrica es de cerca del 95 %, pero la atención telefónica no supera el 60 %. (Ver la **Figura No. 3.20**). Aunque los resultados estadísticos muestran una baja cobertura de calles pavimentadas (bordeando el 20 %), a nivel regional el sector cuenta con adecuadas vías de acceso.

4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD Y EVALUACIÓN DE AMENAZA ACTUAL

4.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

En el análisis de estabilidad de taludes en roca, escenario exclusivo de Luis López de Mesa, tal vez el factor más importante a ser considerado es el patrón geométrico de los planos de debilidad que componen el macizo. La relación geométrica entre las discontinuidades y la orientación del talud determinará si parte de él está libre de deslizarse o caer. Por tanto, la evaluación de estabilidad se enfocó al análisis direccional de los modos de falla a lo largo de los planos de debilidad estructural, y a la determinación del modo probable de falla, a partir de la aplicación del análisis cinemático, (Goodman, 1989 y Hoek and Bray, 1974), la teoría del bloque crítico (Goodman, 1989) y los métodos de equilibrio límite.

Para el análisis cinemático, se consideró en forma conservativa, como ángulo de fricción de los planos de discontinuidad, el ángulo de fricción básico de la arenisca a lo largo del plano de diaclasa D₃ ($\phi \simeq 25^\circ - 30^\circ$), puesto que representa la condición más desfavorable para los taludes del frente de explotación.

En los modelos estáticos se realizaron diferentes “corridas” con el fin de estructurar un análisis paramétrico (Mora, 1990 y Hoek 1974, 1996), al que se le superpuso los valores físico - mecánicos obtenidos en el laboratorio para de esta manera tener una percepción del grado de estabilidad.

4.1.1 Análisis Cinemático

En este análisis se evaluaron los modos probables de falla para múltiples orientaciones de las laderas naturales. De esta forma, se consideraron en el cuerpo central de la zona de estudio de un total de 51 taludes, que involucran el conjunto completo de las regiones estructurales, con orientaciones bien NE/NW o NW/SW, y buzamientos entre 74° y 88° (**Plano No. 5**).

Bajo las condiciones geométricas mencionadas para los taludes, los cuales representan las superficies libres de movilización, y del patrón estructural reseñado en el numeral 3.3.3.1, el análisis cinemático permite concluir que para la mayor parte de las direcciones, especialmente en las regiones estructurales 2 y 3 no existe configuración de falla planar o en cuña (véase la **Tabla No. 4.1** y el **Anexo No.5**). Este fenómeno tiene explicación por tres fundamentos básicos así:

- Algunas de las laderas no se encuentran direccionalmente paralelas a alguna de las familias promedio de discontinuidades.
- Los buzamientos de los planos estructurales, desfavorablemente orientados (p.e. con rumbo paralelo a las laderas) son superiores a las inclinaciones de las laderas.

- Los azimuts de buzamiento de las cuñas muestran variaciones superiores a los 90° con relación a los azimuts de buzamiento de las superficies libres.

Las laderas con orientaciones cercanas a la N – S (N05E, N06E, N29E, N08E, N15E, N19E y N24E) ó la E-W (N67E, N81E, N85E y N65W) e inclinaciones muy fuertes (desde 73° hasta 85°), son las únicas superficies que presentan posibilidad cinemática de falla planar por las diaclasas: 345/78 en la región 1, 307/80 en la región 2 y 192/36 en la región 3, o en cuña a lo largo de las intersecciones 291/76 para la región 1 y 308/80 en la región 2 (Tabla No. 4.1).

De otra parte, para estas últimas laderas existe configuración cinemática de falla por volteo a lo largo del plano 98/80 y 345/78 (región 1), 70/84 (región 2) y 180/84, 81/80 (región 3). Este mecanismo de falla, empero, presenta serios inconvenientes para su formación. El primero de ellos está relacionado con la, relativamente, baja persistencia modal de las discontinuidades. Y el segundo por la conformación irregular del macizo.

Los resultados mencionados pueden entenderse como una confirmación de las condiciones de estabilidad y de comportamiento de las laderas en la zona de estudio, puesto que los fenómenos de remoción en masa más importante en la cantera son la falla en cuña y la falla planar sin grieta de tracción. Los procesos muestran mayor predisposición e intensidad en la región estructural 1, gracias al acondicionamiento de las direcciones de corte frente al patrón geométrico de las discontinuidades.

4.1.2 Análisis de Bloque Crítico

La teoría del bloque crítico de Shi (1978) y Shi and Goodman (1981) permite identificar los bloques de roca que tienen la posibilidad de moverse hacia el espacio libre producto de una excavación, bien como caída o bien como deslizamiento por un plano de discontinuidad o por la intersección de dos planos: Esta teoría se puede aplicar mediante forma matemática o como proyección estereográfica. En este trabajo se hizo una aplicación de la teoría mediante la última técnica.

Las **Figuras Nos. 4.1 a 4.4** muestran las proyecciones estereográficas de los planos de discontinuidad, las laderas en estudio y el círculo primitivo. Las proyecciones se hicieron usando el punto inferior de la esfera como centro de proyección. Los círculos mayores y si sus intersecciones dan lugar a quince (15) triángulos esféricos que representan las pirámides de juntas (JPs); es decir, los bloques de roca existentes en el macizo. La pirámide de excavación (EP) es en estos casos la región fuera del círculo principal de la cara del talud y la pirámide de espacio (SP) es el complemento de la EP, o sea el espacio interior al círculo principal de la cara de éste. Al mirar las figuras se describe que las únicas JPs que no se interceptan con las EPs son los siguientes triángulos esféricos:

- JP0011 y JP0010 y JP1010 para la ladera L2 (N55W/80NE) y L28 (N85E/80NW)
- JP0011, JP0001 y JP1001 en los taludes: L5, L8, L10, L21 y L29.

- JP0010 para la superficie N24E/80NW (L-33).
- JP0110 y JP0010 en el corte L48 (N65W/80SW)

Estos representan los bloques claves o movilizables para los cortes.

El estudio de los Modos permisibles de deslizamiento para las JPs se puede apreciar en la **Figura No. 4.3**. Del análisis modal se obtienen las siguientes formas de movimiento para los bloques críticos:

- JP0010 en cuña por la intersección I12 (74/8).
- JP1010 a lo largo de la intersección de los planos D₂ (N75E/82NW) y D₄ (N08E/80SE).
- JP1001 en cuña por la intersección I₂₃ (288/76).

Las pirámides JP0011 y JP0001 no presentan modo alguno de deslizamiento por lo tanto se consideran completamente estables.

De acuerdo con el análisis cinemático la posibilidad de movimiento del bloque JP0001 por la cuña I12 es restringida, dado que el buzamiento de la misma es muy pequeño y menor que el ángulo de fricción básico de las discontinuidades (Tabla No. 4.1), por su parte, la movilización de las pirámides JP1001 y JP1010 por la línea de la intersección de los planos D₂ - D₃ y D₂ - D₄, respectivamente, no presenta algún tipo de inhabilidad cinemática.

Así, entonces, se concluye que en el frente de explotación pueden tener lugar modos direccionales de falla por las discontinuidades. Algunos de ellos activados por: la pérdida de resistencia en las paredes, gracias a la acción continuada en el tiempo del agua de infiltración; o al reflejo de la acción antrópica por el vertimiento de efluentes en las paredes de las diaclasas, como es el caso de los taludes norte y sur del barrio.

Las superficies libres de mayor atención y predisposición para la ocurrencia de deslizamientos por las discontinuidades son: L-2 (N55W/80NE), L-5 y L-8 (N05E/80NW), L-10 (N29E/80NW), L-21(N08E/80NW), L-29 (N19E/80NW) y L-50 (N15E/80NW), todas pertenecientes a la región estructural 1. De ellas, las superficies L-2 y L-28 constituyen los escenarios propicios para el desplazamiento de los triángulos esféricos JP1010 por la intersección 47/74; las restantes facilitan la movilización de los bloques JP1001 por la cuña 288/76.

4.1.3 Análisis Estático

Con este tópico el autor pretende para los taludes potencialmente inestables en el frente de explotación, más que obtener valores absolutos del factor de seguridad para condiciones unitemporales, como puede ser el caso de un talud seco sin sismo, busca ilustrar el espectro de posibilidades (análisis de sensibilidad) para el que ellos pueden mantenerse estables o fallar.

El significado del factor de seguridad tiene (opinión del autor) mayor relevancia cuando se expresa en términos de probabilidad de falla, que cuando se deja como un valor numérico sin dar una explicación física. De otro lado, el factor de seguridad reportado en estudios geotécnicos está ligado normalmente con las condiciones más críticas, no siempre válidas, y no con las más probables a las que podría someterse una ladera, máxime si tiene en cuenta la difícil y dispendiosa tarea de obtenerlas.

De acuerdo con los resultados del análisis cinemático, los movimientos en masa en el frente de explotación corresponden a deslizamientos planares sin grieta de tracción donde el plano de movilización está controlado por la familia de diaclasas D_2 : N75E/78NW y a fallas en cuña a lo largo, principalmente de la intersección 291/76.

Por lo tanto para el análisis estático, se adoptaron estos dos tipos de fenómeno de remoción en masa como mecanismos de rotura y, como métodos de evaluación los presentados por Norrisahnd and Wyllie (1996), que son versiones generalizadas de los tratamientos de falla planar y en cuña desarrollados por Hoek y Bray (1974).

Definido el tipo de falla por estudiar, el siguiente paso consistió en formular un análisis paramétrico para cada uno de los taludes en estudio. Es decir, determinar los valores de cohesión y del ángulo de fricción a movilizar para obtener un factor de seguridad equivalente a la unidad. El efecto pseudoestático de sismicidad y la respuesta de las presiones hidrostáticas fueron evaluados considerando diversos niveles de aceleración y de posición de la tabla de agua en la grieta de tracción

La **Figura No. 4.5** muestra los resultados obtenidos del análisis paramétrico. En estas gráficas, las envolventes superiores corresponden a condiciones críticas (niveles extremos de agua y sismo), puesto que demandan la movilización de parámetros de resistencia excesivos, especialmente ángulos de fricción de más de 50° ; que no poseen los materiales de la zona de estudio, para mantenerse estables. No obstante, la condición de estabilidad mejora notablemente con la movilización de pequeños niveles de cohesión.

El comportamiento de los taludes con inclinaciones superiores a los 80° permite suponer que el valor promedio de la cohesión se encuentra en 1 Ton/m², pues sólo para estos niveles de cohesión, en el intervalo de dominio del ángulo de fricción de la discontinuidad (entre 30° y 38°), los cortes verticales, en condición seca, permanecen estables.

Al superponer los parámetros de resistencia, tanto de las discontinuidades como del material rocoso, en las curvas de los análisis paramétricos, se puede apreciar que la condición de estabilidad para los cortes es aceptable. Estos permanecerían estables en condición seca, indistinto del valor de la aceleración sísmica, si la pendiente del talud no es superior a los 80° . Para las restantes inclinaciones frente a la estimulo de un evento sísmico, la condición de estabilidad es marginal.

Entonces, puede esperarse la falla de las laderas cinemáticamente activas, en un modelo de disminución progresiva de los parámetros de resistencia en el plano de deslizamiento. Labor de fácil desempeño cuando se produce el frecuente lavado del plano de discontinuidad, y ejecutada por las aguas de infiltración y, ante todo, por los vertimientos líquidos emanados de las viviendas fundadas en ápice de la cantera.

4.2 EVALUACIÓN DE AMENAZA ACTUAL

La estimación de la amenaza, entendida como probabilidad de falla, puede hacerse mediante análisis cuantitativo o por métodos puramente empíricos. En el primer caso, la amenaza es función de múltiples factores que controlan la estabilidad de una ladera, ya sean internos o externos, los cuales están expresados como variables aleatorias, debido a que no son parámetros constantes y en ocasiones son desconocidos. En el segundo caso, los componentes se evalúan subjetivamente y se asignan rangos de intensidad.

Debido a la escala de trabajo del proyecto (1:500) y al nivel de detalle de la investigación geotécnica, se contempló el uso de un método cuantitativo (técnica determinística) para la evaluación de amenaza. Para ello se siguieron los lineamientos de probabilidad de falla presentados por Hoek (1996) en el curso teórico - práctico “Decisiones prácticas y riesgos aceptables en ingeniería de rocas”.

La evaluación de amenaza requiere como insumos: conocer los mecanismos de falla, en este sentido se recurrirá a los expuestos en el numeral 4.1.3 (análisis de estabilidad), y las funciones de probabilidad de las variables involucradas. Dichos elementos unidos al método de análisis de estabilidad más convenientes permiten determinar las curvas de probabilidad para cada uno de los taludes en estudio

Si bien el análisis en principio se realizó para los casos individuales, la probabilidad condicional de falla obtenida en cada uno fue elemento fundamental en la definición de la curva de probabilidad de falla de la zona de estudio. Esta gráfica constituyó el último eslabón de la cadena que condujo a la elaboración del Mapa de Amenaza.

4.2.1 Funciones de Probabilidad de las Variables Aleatorias

Para los mecanismos de rotura seleccionados (señalado en el numeral 4.3.1), las variables aleatorias o fuentes de incertidumbre están relacionadas con los cambios espaciales de los materiales geológicos, coeficientes de resistencia al corte; y con las condiciones ambientales, aceleración del terreno para un sismo dado y el nivel de agua.

Cada variable aleatoria fue descrita por una función de probabilidad, a partir de una media (μ_x) y la desviación estándar (σ_x). Así, para los coeficientes de resistencia, c , ϕ , las medias fueron tomadas como el centro del elipsoide de parámetros representado en la Figura No 4.5 del análisis de sensibilidad. En este sentido se adoptaron como valores promedio: $c = 1 \text{ ton/m}^2$ y

$$\phi = 34^\circ.$$

Por su parte, la desviación estándar se definió como la diferencia promedio entre los extremos y el centroide de la elipse; con lo que resultó una desviación de 5° para el ángulo de fricción y de 0.5 ton/m^2 en la cohesión.

La función de densidad de probabilidad para la profundidad del agua se ajustó a una distribución exponencial truncada, donde la profundidad promedio del agua es equivalente de ocurrencia a la mitad de la altura máxima (**Figura No. 4.6**). Por último, la frecuencia de ocurrencia del sismo fue tomada de la curva de recurrencia sísmica de Colombia y presentada en el Manual de Amenaza Sísmica.

4.2.2 Modelos Probabilísticos y Zonificación por Amenaza

Fijos los comportamientos de las fuentes de incertidumbre, las funciones de probabilidad de las variables se constituyeron en elementos fundamentales para la determinación de la función de probabilidad de falla de cada uno de los taludes estudiados en el numeral 4.1.4. En este sentido se realizaron múltiples corridas, contemplando sólo los valores de las variables en el intervalo $\mu_x - \sigma_x$ y $\mu_x + \sigma_x$, con el fin de determinar el factor de seguridad (en cada caso).

Finalmente, con los factores de seguridad (F.S) se calcularon las curvas de densidad, a partir de las cuales se obtuvo la probabilidad de falla como la relación entre el área bajo la curva para niveles del F.S menores a la unidad, y el área total de la curva.

Las funciones de distribución del factor de seguridad, y de la probabilidad acumulada para cada talud y condición de estudio se presentan en las **Figuras Nos. 4.7 a 4.9**. Las gráficas indican que se ejecutó un número suficiente de iteraciones, para las diferentes combinaciones de variables.

De los resultados obtenidos, se puede apreciar que la probabilidad de falla de los taludes para las condiciones ambientales actuales, oscila entre 14% y 60% (Figuras No. 4.7 a 4.9). Ésta representa un nivel de amenaza de bajo a medio, que confirma la conclusión presentada en el numeral 4.1.4.

Con el ánimo de determinar la probabilidad de falla para cualquier talud del frente de explotación, conocido su factor de seguridad, se estimó la mejor interpolación entre las dos variables. Para ello se calculó el factor de seguridad de los taludes con el valor medio de las variables aleatorias al que se le asignó la probabilidad condicional en el ambiente actual.

Finalmente con ayuda de la curva de probabilidad y gracias al comportamiento relativamente homogéneo en composición estratigráfica y geotécnica de la zona de estudio, fue posible obtener uno de los productos más importantes de este trabajo, el Mapa de Zonificación por Amenaza (**Plano No. 7**).

De esta manera, el área de estudio quedó dividida en cuatro zonas, clasificadas a partir de la probabilidad de falla y, catalogadas como de amenaza: muy baja (categoría I), baja (categoría II) media (categoría III), y alta (categoría IV). Las laderas más estables, categorías I y II, probabilidad de falla $\leq 16\%$, encierran una porción del costado norte, pequeñas franjas en la región sur, el surco de la transversal 14C y la parte baja del barrio en el límite occidental. Los cortes con amenaza media se enmarcan de manera alternada con la categoría anterior, presentan posibilidad de falla estimada entre 16% y 50% y se circunscriben casi en su totalidad en las regiones estructurales 1 y 2. Y los taludes inminentes de falla, o fallados, con probabilidad superior a 50% se localizan en la parte sur del frente de explotación, región estructural 3.

El Mapa destaca la posibilidad de falla de un amplio sector de la cantera y un pequeño croquis de los taludes orientales adosados entre las viviendas. La activación de dichos taludes puede poner en entredicho la permanencia de las viviendas circunscritas a ellos, y la vida de sus moradores. Por esta razón surge como conclusión la necesidad de poner en curso medidas que permitan la reducción de los niveles de amenaza, especialmente de las laderas con categorías II y III.

5. VULNERABILIDAD Y RIESGO ACTUAL

El análisis de vulnerabilidad (V), definida como la relación entre la Resistencia del elemento (K) expuesto ante la ocurrencia de un evento y el Grado de exposición del elemento (E), tiene como objetivos estudiar la respuesta de los elementos amenazados, y dilucidar, junto con la evaluación de amenaza, el tratamiento por adelantarse para la conservación o protección de los mismos. Así, por ejemplo, si las viviendas se encuentran en zona de alta amenaza pero los elementos expuestos tienen la capacidad de asimilar los efectos del fenómeno, puede optarse por convivir con el problema, de lo contrario se puede recurrir a obras de estabilidad o a programas de reubicación.

La evaluación se realizó tomando como plataforma de apoyo el inventario de viviendas (descrito en el numeral 3.6, y compilado en la **Tabla No. 5.1**), que contiene información sobre el estado físico y las características de las construcciones, el grado de afectación ante la ocurrencia de eventos pasados, las condiciones socio-económicas de las familias entrevistadas, el valor estimado de los predios y la cobertura en la prestación de servicios públicos, entre otros.

Estos elementos constituyeron base fundamental para estudiar las dos componentes de la vulnerabilidad: la social y la física. Para la social se tomaron en cuenta el nivel de ingresos, los daños sufridos por las viviendas, las recomendaciones para medidas urgentes y la cobertura en servicios públicos, con el fin de cualificar la conciencia de los pobladores ante los eventos amenazantes y su capacidad para atender un desastre y reconstruir su condición de vida.

Aspectos como la edad y área de construcción, estructura de techo, cubierta, tipo de sistema estructural, calidad de la construcción y daños en la misma, fueron baluartes para estimar la resistencia y el grado de exposición de los elementos, imponderables del índice de vulnerabilidad física.

La vulnerabilidad social fue estudiada y definida en forma cualitativa con base en las apreciaciones del experto en riesgos. Mientras el modelo empleado en la evaluación del índice de vulnerabilidad física se basó en la propuesta realizada por Léone (1996).

La asignación de códigos descrita en el numeral 3.6, se utilizó para poder manejar la información a través de una herramienta de Sistema de Información Geográfica (SIG), con la cual fue posible consultar los datos de las viviendas, y a la vez realizar los análisis correspondientes a este capítulo. En la **Tabla No. 5.2** se indican la nomenclatura e intervalos asignados a cada variable.

5.1 VULNERABILIDAD SOCIAL

La vulnerabilidad social entendida como la capacidad de respuesta de la población ante la ocurrencia de un evento que ocasione daños, contemplo como componentes de análisis la capacidad económica de los pobladores y el nivel de conciencia de los habitantes ante los fenómenos amenazantes. En los siguientes párrafos se delimitan las condiciones relevantes en el contexto social.

Aunque la capacidad de respuesta de la comunidad involucra, además de los componentes reseñados, el estudio de otros aspectos como la organización del barrio en lo referente a juntas administradoras locales y juntas de acción comunal, puesto que son éstas las encargadas de actuar como intermediarios entre la población y las entidades del distrito, en casos de emergencia o desastres, la evaluación del funcionamiento tanto de los representantes de la comunidad como de las entidades del distrito no fue contemplada, por estar fuera de los alcances de este estudio.

Si bien la comunidad reconoce el estado potencial de peligro ante los fenómenos de inestabilidad, aceptan las posibles consecuencias de ellos, antes que evacuar sus viviendas, tal vez la más importante, sino la única, propiedad en su vida. La razón su incapacidad económica para pagar un arriendo o para adquirir un nuevo recinto (seguro por supuesto). Debe recordarse que el ingreso por familia es limitado, no superior a un salario mínimo por familia (Figura No. 3.19), y se destina a atender las necesidades de 4 a 8 habitantes por vivienda (según las estadísticas registradas en la figura No. 3.18).

De esta forma, no resulta extraño afirmar que la capacidad de respuesta entre los habitantes, medida por los ingresos brutos, es deficiente. Pues, éstos no permitiría a los habitantes, en caso de presentarse un desastre, una rápida y apropiada recuperación de su condición de vida actual, expresada en vivienda y bienes.

Por otra parte, y como complemento de la aguda situación de vulnerabilidad, la población no cuenta (a pesar de los sucesos recientes) con sistemas de alerta y alarma que permitan una rápida y oportuna atención de los habitantes. Tampoco posee una organización interna (comunitaria) para manejar emergencias por fenómenos de inestabilidad.

Es claro, al considerar los tópicos anteriores que las condiciones de vulnerabilidad socio-económicas son similares para toda la población. Es decir no constituye un aspecto discriminante para el tratamiento del sector, por lo cual puede incorporarse como una constante en la evaluación de riesgo. No obstante, se estima que ella oscila desde media baja hasta baja, básicamente por la incapacidad (económica) de la comunidad de sobrellevar un desastre.

5.2 VULNERABILIDAD FISICA

El concepto vulnerabilidad física contempla el tratamiento de cualquier elemento de la estructura urbana: vías, servicios públicos, viviendas, etc., o ser vivo que pueda resultar afectado por un estímulo. Gracias a la conformación del barrio (equipamiento actual) los elementos más sensibles, excluyendo los individuos, son las viviendas.

En este sentido, la evaluación de esta variable de la vulnerabilidad se realizó a partir del grado de exposición de las construcciones ante el fenómeno amenazante y del comportamiento de éstas en tal circunstancia. El primer término se denominó grado o índice de exposición (IE) y el segundo índice de resistencia (IR). A continuación se realiza una descripción de cada uno de ellos y los valores asumidos en cada caso.

5.2.1 Índice de Exposición

El grado de exposición de un elemento es función de la posición relativa de él ante cualquier estímulo y, del potencial de movilización y cobertura de un deslizamiento, expresado como: zonas de afectación directa e indirecta.

En general, como los mecanismos de falla de los procesos de inestabilidad son diferentes, sus expresiones, entendidas como áreas de influencia, son igualmente diferentes. En este orden de ideas, es importante antes de abordar la delimitación de las zonas de exposición conocer el tipo de deslizamiento a tratar.

Gracias a las evidencias de campo, y al marco de investigación geotécnica, se estableció la caída de bloques, desplazados por un plano de discontinuidad o por la intersección de dos familias de diaclasas, como el proceso de inestabilidad dominante. Los bloques movilizados se estiman, de acuerdo con el índice de tamaño de bloque, entre medianos y grandes, con aristas entre 0.5 m y 2.5 m.

Es importante destacar que si bien la falla planar o en cuña de pequeñas unidades de material rocoso se da con alguna frecuencia, las masas potencialmente inestables pueden llegar a involucrar el contexto completo de un talud. Tal es el caso del movimiento del 18 de marzo del año en curso, el cuerpo desplazado alcanzó los nueve metros de altura, en un franja de seis a siete metros de ancho.

Así, entonces, el perímetro para la zona de afectación directa se determinó bajo la simulación de una falla general de los taludes, en condiciones de activación de deslizamientos planares. El plano de falla asumido equivale al de la diaclasa D2: N75E/80NW, factor condicionante de los problemas de inestabilidad en la cantera, y las alturas de los cortes se asumieron entre 18 m. y 23 m. Por lo tanto, se trazo un contorno separado máximo 4 m. de la cara del talud, que define la corona de la superficie de despeque o marco de influencia directa.

El límite externo de la zona de influencia indirecta fue estimado mediante un análisis probabilístico con la ayuda del programa TUMBLE (Hoek, 1997), para simular la caída de bloques, como se indica en la **Figura No. 5.1**. De allí se adoptó la distancia máxima de viaje del bloque probable como el límite superior del escenario de influencia indirecta. Ella fue determinada como la separación en planta a lo largo del eje del movimiento entre el sitio de despeque y el punto de reposo. Los registros estadísticos, para el ejercicio realizado, muestran una distancia de viaje promedio de 9.50 m, con una desviación estándar de 1.31 m., y una longitud máxima potencial de 12.8 m .

Con base en las zonas de exposición se pudo establecer el área afectada por vivienda. Con este parámetro y la superficie construida, obtenida del levantamiento topográfico, fue posible estimar el índice de exposición (IE), como la relación entre área afectada del predio (Aaf) y el área total de éste (At), así:

$$IE = Aaf/At$$

En la **Figura No. 5.2** se indican los resultados estadísticos del IE. De la gráfica se aprecia que cerca del 80% de las viviendas presentan IE bajos y el 16% tienen altos índices de exposición. Estas últimas unidades residenciales están localizadas en las zonas aledañas al talud.

5.2.2 Índice de Resistencia (Ir)

El índice de resistencia se midió a partir de las componentes del sistema estructural de las viviendas como son: la cubierta, la estructura de techo y el tipo de sistema estructural (Tabla No. 5.2), y el tipo de material constitutivo de cada componente. Los criterios de evaluación fueron adoptados en forma equivalente para toda el área de estudio, sin considerar la ubicación de la vivienda ante el proceso.

A las variables mencionadas se les asignó un grado de contribución a la resistencia mediante criterios adoptados con base en la experiencia del experto. Así, en lo referente al tipo de cubierta, ésta participa con un 30 % como sistema reductor de los efectos de un fenómeno de remoción en masa. En Luis López de Mesa predomina la cubierta en zinc, como lo muestra la **Figura No. 5.3**, seguida, con un menor porcentaje, por la cubierta de placa y la de asbesto-cemento.

El material de la estructura de techo fue incluido como elemento aportante en un 30% de la resistencia total de la vivienda. La estructura de mayor predominio en la porción del barrio es la de concreto reforzado seguida por la de madera como se muestra en la **Figura No. 5.4**.

Otra de las variables involucradas fue el tipo de sistema estructural, siendo éste el elemento de mayor contribución, 40%. La **Figura No. 5.5** muestra la composición de las unidades residenciales por sistema estructural según los datos obtenidos en la encuesta.

El aporte de cada tipo de material para los componentes estructurales se realizó, también, de forma cualitativa. Los valores fueron asignados entre 0 y 1 (mayor aporte), intentando calificar su contribución como elemento reductor de la energía cinética de las masas inestables. La **Tabla No. 5.3** contiene las cantidades asignadas, de ella se aprecia que las unidades construidas en concreto reciben las mayores calificaciones 0.85, y las de recuperación escasamente contribuyen con 0.05.

Por último el índice de resistencia se definió a partir de la siguiente relación:

$$IR = 0.3*C + 0.3*T + 0.4*S$$

Donde,

IR : Índice de resistencia

C : Valor asignado para tipo de cubierta

T : Valor asignado para tipo de estructura de techo

S : Valor asignado para tipo de sistema estructural

Los resultados del análisis con este índice quedan indicados en la **Figura No. 5.6**, donde se observa una distribución modal de los datos obtenidos, con un valor medio entre 0.35 y 0.75, lo que puede traducirse en una resistencia media de las viviendas.

TABLA No. 5.3
VALORES ASIGNADOS PARA LOS DIFERENTES
TIPOS DE ESTRUCTURA

TIPO	MATERIAL/ESTRUCTURA	VALOR ASIGNADO
Cubierta	1. Teja	0.85
	2. Asbesto cemento	0.70
	3. Zinc	0.40
	4. De recuperación	0.05
	5. Placa	0.85
Estructura de techo	1. Concreto reforzado	0.85
	2. Metálica	0.70
	3. Madera	0.40
	4. Otro	0.05
Sistema estructural	1. Muros portantes	0.75
	2. Pórticos	0.85
	3. Pórticos con tabiques	0.75
	4. Entramado con tabiques	0.75
	5. Sistema mixto	0.25
	6. De recuperación	0.05

5.2.3 Índice de Vulnerabilidad Física

Con los índices de resistencia y exposición hallados anteriormente, se calculó el grado de vulnerabilidad física (IVF), para lo cual se buscó una ecuación que cumpliera con las siguientes condiciones:

- Cuando $IE = 0$, $IVF = 0$.
- Cuando $IE = 1$, $IVF = 1$.
- Para cualquier valor de IR e IE , $1 \geq IVF \geq 0$.

Pueden existir innumerables funciones que cumplan con las anteriores condiciones, sin embargo para fines prácticos se adoptó la ecuación propuesta por Leone (1996), reemplazando los parámetros de resistencia y exposición por los índices de estos:

$$IVF = \left[1 - (IR)^{IE} \right]^{(1-IE)}$$

Donde,

IVF : Índice de vulnerabilidad física.
 IR : Índice de resistencia.
 IE : Índice de exposición.

Con base en el IVF, el grado de vulnerabilidad se dividió en tres grupos, como se indica en la **Tabla No. 5.4**.

TABLA No. 5.4
GRADO DE VULNERABILIDAD

GRADO DE VULNERABILIDAD	INTERVALOS DE IVF
Baja	0 – 0.20
Media	0.20 – 0.40
Alta	0.40 – 1.00

Según el procedimiento anterior se concluye que LLM presenta condiciones de vulnerabilidad física media. Sin embargo, el 15 % de las residencias están circunscritas en categoría de alta vulnerabilidad, como se indica en la **Figura No. 5.7**. Entre los casos particulares se encuentran las viviendas 316 a 319, 607 a 609, 611 y 613 localizadas al borde del talud. (Véase el **Plano No. 9**).

Dichas viviendas, cuentan además con un segundo elemento perturbador. Están ubicadas en zonas de amenaza media. Esta condición particular conduce irremediamente a dos posibilidades reubicarlas o reducir el potencial de amenaza con la implementación de medidas de control físico.

La solución a la inquietud anterior se tratará en el capítulo 6 correspondiente a las medias correctivas, dado que implica reevaluar su condición de amenaza en conjugación con las obras de estabilidad, y determinar el costo estimado de falla para las dos soluciones propuestas.

5.3 RIESGO ACTUAL

El riesgo incurrido en una zona o elemento, frente a una solicitud determinada, se puede expresar al combinar la probabilidad de ocurrencia de la solicitud (amenaza actual) con las pérdidas potenciales.

En el presente trabajo las pérdidas potenciales corresponden a las pérdidas directas en viviendas y enseres, las cuales se pueden calcular multiplicando los costos de capital por el índice de vulnerabilidad física. El riesgo, entendido como una aproximación a valor índice, queda de esta manera, definido en términos de pesos.

Para obviar el subjetivo contexto de los costos de capital, ya que ellos son el resultado de la conveniencia de los moradores en la zona, se puede optar por considerar el valor promedio de ellos. Esto no es otra cosa que expresar el índice de riesgo aumentando por una constante.

Por lo tanto, por simplicidad en la presentación de los resultados, se abstraieron los costos de capital. Entonces, el índice de riesgo corresponde a un valor entre 0 y 1, donde los mayores niveles de riesgo son cantidades cercanas a la unidad.

El **Plano No. 10** ilustra el resultado obtenido, y destaca la apremiante necesidad de tratar las masas potencialmente inestables, o de reubicar las viviendas establecidas en la periferia al frente de explotación, conclusiones registradas en los análisis de amenaza y vulnerabilidad actual.

6. MEDIDAS CORRECTIVAS

A partir de la necesidad de reducir la condición de riesgo actual, se estudiará en adelante el papel de un abanico de medidas correctiva, que fueron emergiendo del análisis de los temas tratados hasta ahora. Como las soluciones preseleccionadas deberían estar al alcance de la capacidad operativa y económica de la UPES, resultó indispensable que cumplieran con dos principios básicos: el primero, que los costos de inversión física no superaran el valor neto del programa de reubicación para el escenario crítico, el cual se estimó en \$112.000.000 de pesos; y el segundo, se basó en la posibilidad operativa de ejecución de la obra.

Con base en los criterios reseñados en el párrafo anterior y en las conclusiones obtenidas en las etapas precedentes (amenaza, vulnerabilidad y riesgo actual) se definieron como medidas de control: el perfilado, la construcción de sistemas de drenaje superficial, la reubicación y la elución, es decir no hacer nada..

La selección final de las obras se fundamentó en un análisis comparativo entre el riesgo “aceptado” (entiéndase como riesgo futuro) y el valor de las obras de mitigación, procedimiento que se explicará en este capítulo. El tratamiento del concepto “Riesgo Futuro”, implicó, sin embargo, determinar la eficiencia de las medidas en la reducción de la condición de amenaza y vulnerabilidad.

6.1 EVALUACIÓN DE AMENAZA FUTURA

El primer paso para establecer la bondad de cualquier medida de mitigación o estabilización consiste en simular (o en algunos casos cualificar) el comportamiento de las laderas (o taludes) frente a su presencia. El proceso de simulación encadena: la definición de las variables aleatorias (parámetros de resistencia y condiciones ambientales) y de sus funciones de probabilidad, sí se estiman cambian radicalmente antes y después de la incorporación de las obras de estabilización; la formulación del análisis de estabilidad (estático y dinámico) y la determinación de la probabilidad de falla. Lo anterior no es otra cosa que el marco teórico expuesto en el Capítulo 4 (numerales 4.3.1 y 4.2), pero con la perspectiva de la incorporación de las medidas correctivas.

Para el desarrollo de este tema, Amenaza, se asumió que los mecanismos de falla y por ende el comportamiento de las variables aleatorias, expresado como funciones de probabilidad, c , ϕ aceleración sísmica (a) y Z_w (profundidad de agua en al grieta de tracción) representado en la Figuras No. 4.6 mantienen vigencia. De igual manera, se consideran validos los modelos geotécnicos estudiados, éstos facilitarán concluir sobre el comportamiento y beneficios de las medidas de mitigación.

De los análisis elaborados para las medidas de solución se puede afirmar que: la condición de amenaza para las alternativas de elución (no hace nada) y reubicación es equivalente a la probabilidad de la falla de los taludes para las solicitaciones actuales (Figuras No 4.7 a 4.9).

Situación extrema para la permanencia de los habitantes en el barrio, especialmente cuando se descubre al observar los planos de Amenaza Actual (**Plano No. 7**) y exposición (**Plano No. 8**) que cerca del 15 % de las viviendas pueden resultar perjudicadas (afectadas).

La alternativa del perfilado, surgida de la necesidad de eliminar las condiciones cinemáticas de falla dominantes en el frente de explotación y en los cortes de la franja oriental (Véanse numerales 4.1.1 y 4.1.2), se simuló con reducciones en la pendiente de los taludes hasta de 10°, necesarias para obtener la mínima cantidad de excavación. Para este panorama se obtuvo que el retiro de los bloques inestables tiene una importante influencia en la reducción del grado de amenaza y del nivel de riesgo; la probabilidad de falla disminuye así del 60% al 14%.

De otro lado, al considerar la implementación de un sistema de drenaje eficiente, que impida que la posición de la tabla de agua supere la mitad de la profundidad máxima considerada (situación explícitamente improbable por el condicionamiento del patrón hidrogeológico hacia el este), da lugar a una leve mejora en las condiciones de estabilidad del talud y del valor de amenaza. La probabilidad máxima de falla en tal caso desciende del 60% al 42% (**Figuras No. 6.1 a No. 6.3**).

En conclusión, hasta este punto y basados en los resultados mencionados, se resalta como medida de solución técnicamente eficiente, el retiro de los bloques potencialmente inestables. La anterior medida complementada con un eficiente sistema de drenaje reduce la probabilidad condicional de falla hasta en un 50% convirtiendo la valoración de la amenaza de media a baja.

El talón de aquiles de tal medida consiste en su deficiencia operativa, pues la ejecución de las obras requeriría el despeje parcial o total de los taludes de corte. En otras palabras, la evacuación (reubicación) de las viviendas asentadas en la pata de la cantera.

6.2 VULNERABILIDAD FUTURA

Si bien los escenarios antes o después de la ejecución de obras, para medidas como el perfilado son diferentes, no sucede lo mismo con las restantes medidas de solución. Para tal alternativa las zonas de exposición se modificarían (ampliándose) y darían lugar a un aumento en el índice de vulnerabilidad física. Este aumento, no obstante, se considera poco significativo por lo tanto se asumirá, por simplicidad durante la toma de decisiones, vigente (válido) el índice de vulnerabilidad física actual.

En este orden de ideas el lector deberá interpretar el **Plano No. 9** como el modelo espacial de comportamiento de los elementos expuestos ante potenciales fenómenos de remoción en masa. Del plano se puede apreciar las drásticas consecuencias que tendrían lugar en algunas unidades físicas la generación de cualquier fenómeno de inestabilidad, debido a su alto grado de exposición.

Esta apreciación irremediablemente condiciona el tratamiento del sector a dos alternativas la primera consiste en reducir el potencial de amenaza, con perfilado y drenaje, solución con

limitaciones de ejecución, y la segunda implica modificar los escenarios (o los elementos) de

exposición, para ello tan sólo puede recurrirse a la reubicación. La selección de la mejor alternativa queda entonces pendiente para el siguiente numeral donde se compare el costo de inversión, con el nivel de riesgo.

6.3 EVALUACIÓN DE RIESGO Y SISTEMAS DE DECISIÓN BAJO INCERTIDUMBRE

La implementación de un modelo de decisión probabilístico, permite al diseñador seleccionar entre múltiples alternativas de solución, sin caer en un marco subjetivo, donde predomine el juicio del experto. Dichos modelos están basados en un análisis comparativo entre el nivel de riesgo alcanzado por una medida de mitigación y el costo esperado en pesos para la misma.

Tal vez uno de los procedimientos de análisis de decisión más claros y simples es el conocido como “Árboles de decisión hipotéticos”. Con el fin de adelantar este tipo de análisis se adoptó como definición de riesgo la propuesta por Wu et al (1996), la cual estipula:

$$R = Pf * Cf$$

Donde:

- R: Riesgo asumido
- Pf: Amenaza a probabilidad de falla de un talud y,
- Cf: Consecuencia o costo de falla

Para el caso en estudio, la evaluación de probabilidad de falla, para cada tipo de fenómeno y sollicitación, se encuentra compilado en el numeral 6.1 Por su parte, el costo de falla, se consideró como:

$$Cf = I.V.F. * Co$$

Donde:

- I.V.F.: Índice de vulnerabilidad física de la unidad expuesta
- Co: Valor inicial del elemento expuesto

El costo inicial corresponde a la suma del valor comercial del predio y de los enseres encontrados en él. Estos costos fueron tomados de la información entregada por los propietarios en las encuestas realizadas para el inventario de viviendas.

Es importante reseñar que para la alternativa de reubicación tan sólo se contemplaron las unidades residenciales localizadas dentro las zonas de afectación, pero no involucradas en los programas de reubicación del año 1998 y del 18 de marzo de 1999 (Plano No. 8). Por ende, la estimación del nivel de riesgo esperado para esta alternativa se realizó únicamente con diez viviendas de las 29 unidades encerradas dentro de los escenarios de riesgo.

El valor promedio de reubicación por familia, de acuerdo con información suministrada por la

UPES, alcanza los \$8.500.000.00, discriminados en: \$7.000.000.00 por predio y \$1.500.000.00 equivalente a la demolición de la vivienda. De esta manera, el programa de reubicación planteado para el abanico completo de familias vulnerables tendría un costo total de \$85.000.000.00.

Las pérdidas potenciales para las alternativas de elución, perfilado y, perfilado con drenaje en caso de deslizamiento se obtuvieron como la suma aritmética del avalúo de las viviendas afectadas (tomado del inventario de viviendas y que oscila entre \$7.000.000.00 y \$8.000.000.00 por residencia), sus enseres (de \$4.000.000.00 a \$5.000.000.00 por núcleo familiar), el costo de reubicación de las familias, y el presupuesto de la alternativa de estabilización o mitigación en estudio.

Así, por ejemplo para el caso de presentarse deslizamientos en taludes perfilados, el costo de falla, para daño total no simultaneo, de 20 viviendas en la cantera (incluyendo los taludes del borde oriental) es la sumatoria de: \$240.000.000.00 que engloba el valor de las residencias y los enseres, \$85.000.000.00 del programa de reubicación y demolición, y \$19.000.000.00 que significan las obras de perfilado. Todo ello asciende a un gran total de \$344.000.000.00 de pesos para esta alternativa.

La **Figura No. 6.4** presenta el árbol de decisión obtenido para el caso en estudio. De ella se puede afirmar que la alternativa que involucra los menores costos de inversión para obtener un valor de riesgo aceptable es la reubicación. El nivel de riesgo esperado para esta alternativa es de \$34.000.000.

Aunque el perfilado unido a la instalación de un sistema de drenaje eficiente tiene una importante repercusión en la reducción del grado de amenaza (de 60% a 4%), su costo esperado supera ampliamente a la reubicación, y lo más irónico requiere de ella para su ejecución.

El proceso de reubicación contemplará, entonces, la movilización de diez familias asentadas en la base del talud. En el **Plano No. 11** se señalan las viviendas a reubicar, las residencias están demarcadas con los códigos 303, 316, 317, 318, 319, 607, 608, 611, 612 y 613.

Esta medida deberá acompañarse con un adecuado manejo de la escorrentía y de las aguas servidas que se vierten, hoy por hoy, en las caras de los cortes, . El manejo del agua de escorrentía involucra: la realización de líneas de salida en la creta y pata del talud principal, y sobre la vía de acceso. Además de la formulación de entregas controladas, la eliminación y manejo de los vertimientos (residuos líquidos) en el frente de explotación, especialmente en el costado sur.

La última recomendación se hace extensiva para los taludes del límite oriental. Allí los vertimientos líquidos (de actividades de aseo y otros) alteran el manto superficial del macizo, y degradan la resistencia en los planos de discontinuidad hasta romper la condición de estabilidad de los cortes descubiertos, que por fortuna no superan los tres metros de altura.

Si bien el análisis de riesgo se formulo para el tratamiento completo de los taludes en la cantera,

se destaca como de especial interés el manejo de la zona de falla. Allí es indudable la necesidad

de interceptar las aguas de infiltración, ya que éstas se constituyen en el factor (contribuyente y desencadenante en ocasiones) de activación más importante de los procesos de inestabilidad para el límite norte de la cantera. En este orden de ideas, el tratamiento con pozos interceptores y subdrenes horizontales parece conveniente.

6.4 DESCRIPCIÓN FÍSICA DE LAS OBRAS

6.4.1 Talud Central

En el talud central de 155 metros de longitud y altura promedio de 18 metros, se conformará una zona de aislamiento siguiendo el alineamiento actual, con el fin de reducir el nivel de daño ante la caída de bloques. En este sentido, se reubicarán diez familias localizadas en la base del talud. (Plano No.11) y se dispondrá en la superficie ocupada por ellas un cinturón arbóreo.

6.4.2 Obras de Drenaje y Subdrenaje

Teniendo en cuenta que uno de los principales agentes detonantes de los problemas de inestabilidad es el agua, la solución expuesta deberá acompañarse con un adecuado manejo de la escorrentía y de las aguas servidas.

Para el manejo de las aguas de escorrentía superficial, se deberán construir cunetas triangulares en concreto en la vía y base del talud. Además, se deberá realizar un manejo del agua de infiltración aportada por la laguna localizada al interior del colegio LLM, mediante un sistema de pozos drenantes y subdrenes horizontales.

Los drenes serán en tubería de PVC de 2” de diámetro, se localizarán a media altura, mediante el sistema de perforación dirigida en dirección N45E a N55E, y tendrán longitudes entre 25 m. y 30 m. Verterán las aguas de los pozos drenantes, localizados al interior del Colegio, a un cuerpo de cunetas en concreto, dispuesto en la base del talud y que desaguaran finalmente en una alcantarilla.

Los pozos drenantes tendrán un diámetro aproximado de 1.5 m., y profundidades cercanas a los 10 metros. Conformarán una línea por el supuesto eje de la laguna (definido con base en las evidencias de campo).

6.4.3 Obras Complementarias

Con el ánimo de evitar daños en las viviendas vecinas al predio identificado con el código 904, en la franja suroriental a la Transversal 14C (Véase Plano No. 11), instaurado en el programa de reubicación, se recomienda adecuar la casa de forma tal que además de desempeñarse como elemento confinante haga las veces de estructura de contención. Para ello, sin demoler la estructura de la primera planta, se llenará parcialmente con rebebo compactado hasta una altura promedio de 3 m.. La Fachada se embellecerá con piedra pegada para dar un aspecto acogedor.

De otro lado, las viviendas identificadas con los códigos 502, 503, 504, 507, cuyo límite predial

está regido por un talud de hasta 6 m. de altura, aunque conservarán su posición relativa, serán protegidas contra potenciales fenómenos de remoción en masa. El tratamiento pretende reducir la probabilidad de falla de los bloques móviles con un sistema de contención compuesto por tres filas de pernos anclados , y recubrimiento de la cara del talud con malla electrosoldada y concreto lanzado (Véase Plano No. 11).

La puesta en marcha de la anterior alternativa posee una clara limitación: la falta de espacio físico para la elaboración de la obra, especialmente la instalación de los pernos. Empero, esto no significa que no pueda ejecutarse. Su ventaja consiste en ser comparativamente más económica que la reubicación de las viviendas.

6.4.4 Obras Paisajísticas

Estas obras pretenden mejorar el entorno ambiental del sector y ayudar a mantener la estabilidad que se logre con las medidas correctivas y preventivas expuestas. Así se tiene la conformación de una zona de aislamiento en todo el contorno del frente de explotación, definida por una barrera natural con arboles y cercas vivas, delineadas con especies nativas de mediana altura. En la superficie restante, ocupada actualmente por unidades residenciales se propone la construcción de áreas de recreación pasiva (**Plano No. 12**) empradizadas, cuyo mobiliario estará integrado por bancas en concreto (o madera) y árboles , simulando pequeñas plazuelas.

El conjunto urbanístico estará complementado con la construcción de vías peatonales en las diagonales 32A y 32B sur, la pavimentación de la transversal 14 A sur, y el trazo y adoquinamiento de la transversal 14 C sur. La curva principal de esta vía contará con una barrera de protección en el chaflán occidental.

6.4.5 Diseño de Obras Hidráulicas

En este numeral se muestran los principales criterios de diseño de las obras de control y manejo de las aguas superficiales, subsuperficiales para la estabilización del talud.

Los procedimientos y fórmulas que se utilizaron para determinar los caudales se explican en el capítulo 3 (numeral 3.5) y los resultados del cálculo en la **Tabla No. 6.1**. A continuación se describen los principales elementos de drenaje, su función y criterios de diseño.

6.4.5.1 Cunetas

Son canales laterales a la vía que recogen las aguas de escorrentía procedentes de la calzada y de los taludes de corte, con el fin de evitar la erosión. Para el cálculo de las cunetas se utilizó la fórmula de Manning para flujo uniforme:

$$Q = \frac{1}{n} \cdot R^{\frac{2}{3}} \cdot S^{\frac{1}{2}} \cdot A$$

Donde: Q es el caudal (m^3/s), R es el radio hidráulico (m), S es la pendiente del canal (m/m). A es el área de la sección del canal (m^2) y n es el coeficiente de rugosidad de Manning.

Los principales criterios de diseño son los siguientes:

- Las frecuencias de las crecientes de diseño se aplicaron siguiendo las normas de la E.A.A.B- E.S.P para el diseño de sistemas fluviales así:

Canales con $A < 100$ ha.	Tr
Sección Revestida	10 años
Capacidad Total	25 años

- Las pendientes longitudinales de la zona de estudio varían entre 10% y el 30% por lo tanto se recomienda revestirlas en concreto.
- La velocidad mínima debe ser de 0.25 m/s y la velocidad máxima admisible de 5-8 m/s. Ref. 5.

El cálculo de las cunetas se realizó variando lo pendiente longitudinal entre el 10% y el 20% ya que son las más comunes en la zona. La sección típica de las cunetas y sus relaciones hidráulicas se presentan en la **Tabla No. 6.2**.

6.4.5.2 Diseño de la Poceta

Son estructuras que se colocan para controlar el correcto funcionamiento del drenaje y para evacuar el agua recogida por la tubería del dren, ya sea a un colector principal, o una cuneta situada al pie del terraplén o muro o a otros dispositivos de drenaje.

Para el dimensionamiento de los colectores de la caja, se utilizó la ecuación propuesta por Brater y King (1976):

$$D = \left(\frac{Q \cdot n}{K \cdot S^2} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Donde:

- D: Diámetro de la tubería (m).
- Q: Caudal m^3/s .
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning.
- K: Coeficiente de flujo parcialmente lleno.
- S: Pendiente longitudinal m/m.

En la selección de los diámetros de las tuberías de los colectores, se calculó el mínimo diámetro requerido y se seleccionó el siguiente diámetro comercial. Los resultados y el dimensionamiento de la poceta se muestran en la memoria de cálculo.

7. CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO ESTIMADOS

El planteamiento de alternativa de solución, descrita en el capítulo 6, involucra actividades específicas como la construcción de sistemas de drenaje y subdrenaje, en concordancia el presupuesto se elaboró para cada tipo de actividad específica. Los diseños a partir de los cuales se evaluaron las cantidades de obra se describen en los Planos Nos. 11 y 12. Y los costos unitarios para cada actividad fueron determinados con base en tarifas de firmas consultoras y constructoras que brindan sus servicios a la UPES.

Cabe destacar que en el presupuesto no se han incluido los costos relacionados con las actividades de Interventoría. Sin embargo, se estima que pueden ascender al 6% del valor del presupuesto.

En la **Tabla No. 7.1** se relacionan las cantidades de obra y el presupuesto aproximado, teniendo como referencia los diseños y recomendaciones presentados aquí.

8. CRONOGRAMA DE OBRAS Y SEÑALAMIENTO DE PRIORIDADES

En la **Tabla No. 8.1** se relaciona el cronograma de ejecución de obras, el cual se realizó para cada capítulo y actividad constructiva, teniendo en cuenta la prioridad de ejecución.

